

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научный журнал

Выпуск № 3 (26), 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

Редактор: Аграновская Н.Н.

Подписной индекс в каталоге агентства «Роспечать» - 66004

Дата выхода в свет 29.10. 2020. Усл. печ. л. 11,3. Формат 60×84/8. Тираж 500 экз. Заказ № 00.

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»
394006 г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

**STRUCTURAL MECHANICS
AND STRUCTURES**

**Scientific Journal
ISSUE № 3 (26), 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 29.10. 2020. Conventional printed sheets 00,0. Format 60×84/8. Numbers of copies 500. Order № 00.

Journal is registered by Federal Service for Supervision of Communications,

Information Technology and Mass Media (Roskomnadzor)

Registration certificate ПИ № ФС 77 - 72895 от 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

Кирсанов М. Н. Математическая модель четырехсегментной статически определимой пространственной фермы	7
Овсянникова В. М. Зависимость деформаций балочной фермы трапециевидной формы от числа панелей	13
Петриченко Е. А. Нижняя граница частоты собственных колебаний фермы Финка	21
Журавлев Г. М., Шалынков К. А. Исследование влияния сейсмичности площадки строительства на устойчивость здания	30

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Сафронов В. С., Абрамов И. В., Антипов А. В. Вероятностная оценка опасности функционирования водопропускной железобетонной трубы из дефектных сборных элементов под высокой насыпью	41
---	----

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Кузнецов Д. Н. Малый стальной сферический купол с решеткой из шестигранников	53
Зверев В. В., Тезиков Н. Ю., Жидков К. Е. Оценка влияния повреждения компенсаторов на напряженно-деформированное состояние колонки охлаждения при действии высоких температур	65

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Али Ясир Аль-Бухейти, Леденев В. В., Савинов Я. В., Умнова О. В. Концентраторы напряжений в зданиях с кирпичными стенами.....	73
К юбилею В. С. Сафронова	85
Памяти Д. М. Шапиро	92
Правила оформления статей	98

CONTENT

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

<i>M. N. Kirsanov</i> Mathematical model of a four-segment statically determinate spatial truss.....	7
<i>V. M. Ovsyannikova</i> Dependence of deformations of a trapezous truss beam on the number of panels.....	13
<i>E. A. Petrichenko</i> Lower bound of the natural oscillation frequency of the Fink truss	21
<i>G. M. Zhuravlev, K. A. Shalyнков</i> Investigation of the influence of various factors on the seismic stability of a building.....	30
<i>CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES</i>	
<i>V. S. Safronov, I. V. Abramov, A. V. Antipov</i> Probable hazard functioning assessment of reinforced concrete culvert from defective assemble elements under high embankment	41
<i>CALCULATION AND DESIGN OF METAL STRUCTURES</i>	
<i>D. N. Kuznetsov</i> Small steel spherical dome with hexagon grid	53
<i>V. V. Zverev, N. Yu. Tezиков, K. E. Zhidkov</i> Assessment of the influence of compensators damage on cooling column deflected mode under high temperatures	65
<i>CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES</i>	
<i>Ali Yasir Al-Buheiti, V. V. Ledenev, Ya. V. Savinov, O. V. Umnova</i> Concentrators in buildings with brick walls	73
For the jubilee of V. S. Safronov	85
In memory of D. M. Shapiro	92
Requirements for articles to be published	98

УДК 624.074.27

MATHEMATICAL MODEL OF A FOUR-SEGMENT STATICALLY DETERMINATE SPATIAL TRUSS

M. N. Kirsanov

National Research University "MPEI",

Russia. Moscow

Dr.Sci., Professor tel: +7(495)362-73-14; e-mail:c216@ya.ru

The truss consists of four identical segments – rays connected in the center. The supports are located at the ends of the segments, each of which is a gable space truss. The design deflection is calculated in an analytical form for three types of loads. The result in the form of a polynomial in the number of panels is generalized to an arbitrary number of panels in the segment. The distribution of forces in the rods of the structure is shown. Linear asymptotics of the solution are found.

Keywords: spatial truss, deflection, exact solution, Maple, induction, number of panels, asymptotics

Problem statement

Spatial trusses are most often calculated numerically [1-5]. In cases where the calculation of a spatial truss can be reduced to the calculation of a certain number of planar trusses, for example, by decomposing the load on the planes of the corresponding trusses, analytical methods are also used. Formulas are known for calculating deflection and forces in rods of planar regular trusses that are critical with respect to loss of stability and strength [6]. By induction, analytical solutions can be obtained for the deflection of spatial regular trusses with an arbitrary number of panels [7]. In this paper, we propose a new coating scheme consisting of four identical co-working segments (Fig. 1). The Truss has six support rods. Three rods model a spherical joint, two — a cylindrical one, and one — a vertical support. These supports are located at three of the eight corner points of the truss segments. The remaining five free hinges are applied vertical forces from the equilibrium condition in the projection on the vertical of a symmetrically loaded truss.

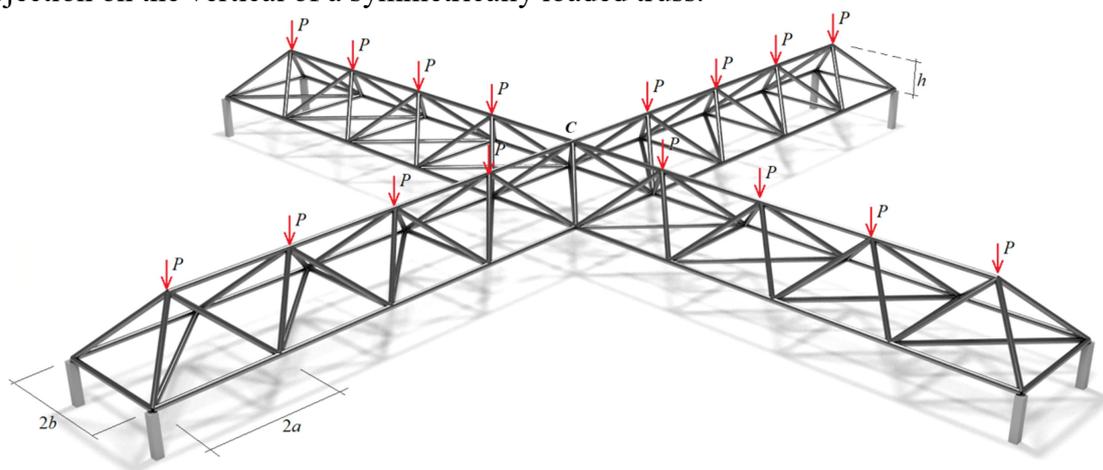


Fig. 1. Truss, $n = 4$, upper belt load

$$\begin{aligned}
C_2 &= 3(2n-1)/4, \\
C_3 &= n(6n+1)/4, C_4 = 1/4, \\
C_5 &= n(3n-1)/2, C_6 = 3n^2(6n+1)/2.
\end{aligned}
\tag{4}$$

When the load acts only on the hinges of the upper belt, we have the solution

$$\begin{aligned}
C_1 &= n(10n^3 + 4n^2 + 2n + 1)/4, \\
C_2 &= (2n+1)/4, C_3 = n(2n+1)/4, \\
C_4 &= 1/4, C_5 = n(n+1)/2, C_6 = 3n^2(2n+1)/2.
\end{aligned}
\tag{5}$$

The simplest solution is obtained when a concentrated force acts on the middle hinge of the structure:

$$\begin{aligned}
C_1 &= n/4 + n^3, C_2 = 1/4, C_3 = n/4, \\
C_4 &= 1/4, C_5 = n/2, C_6 = 3n^2/2.
\end{aligned}
\tag{6}$$

Deflection calculation and analysis

The features of the resulting solution are most easily traced on graphs. We construct the dependence of the relative deflection (2) with coefficients (3,4) on the height of the truss. We denote this value $\Delta' = \Delta EF / (P_{sum}L)$, where the total load on the truss in the case of loading all the nodes of the structure has a value $P_{sum} = P(12n+5)$. Curves have minima. It is not possible to calculate these points analytically in a compact form; it is easier to get a numerical solution. It is noticeable, however, that an increase in the width of the truss leads to a shift of the extremum to the right, to larger values of height.

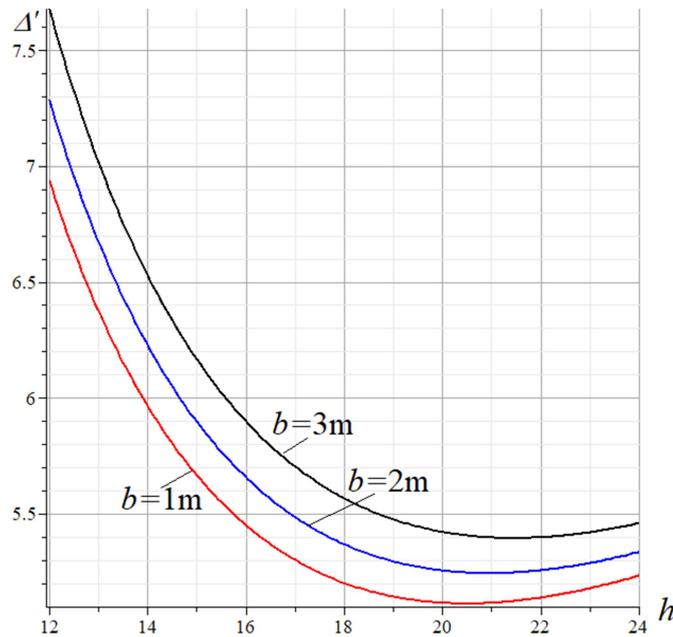


Fig. 3. Dependence of the relative deflection on the height of the truss at $n=10$, $a=2m$

To solve (2) with coefficients (6) obtained in the case of a concentrated force, we trace the dependence of the deflection on the number of panels for a fixed horizontal segment size $L = (2n+1)a$. The deflection increases in this setting, but there is no expected horizontal asymptote. The limit operator of the Maple system gives the following tangent of the slope of the asymptote

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \Delta' / n = (h^2 + b^2)^{3/2} / (4h^2 L).$$

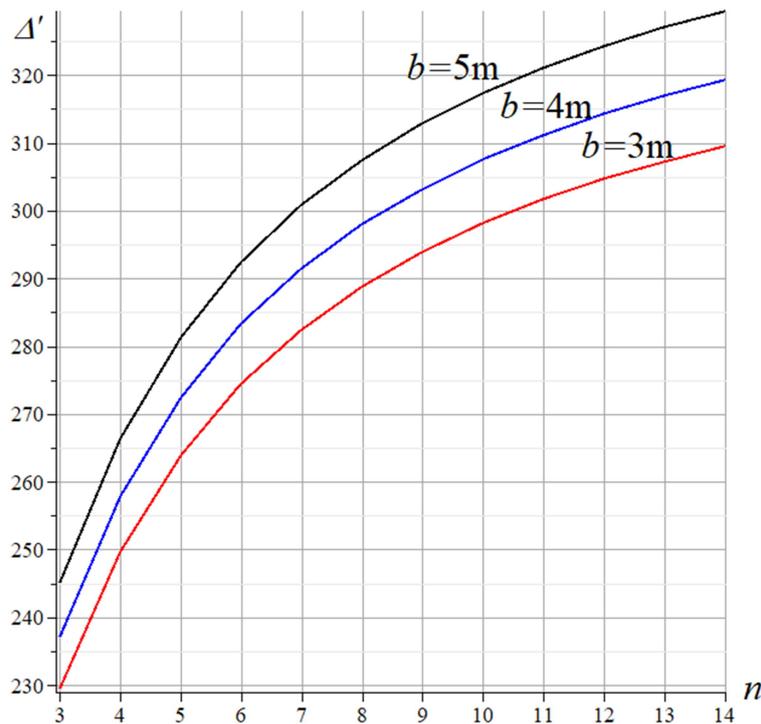


Fig.4. Dependence of the relative deflection on the number of truss panels at $L = 100\text{ m}$

Conclusion

A new scheme of a statically definable spatial truss is proposed. Analytical solutions for structural deflection for three different types of axisymmetric loading with an arbitrary number of panels are obtained. A linear combination of these solutions allows us to calculate a fairly wide class of problems. The asymptotic behavior of the solution is found, and extreme points are found on the curves of the deflection dependence on height, which can be used to optimize the structure in terms of rigidity by selecting the appropriate dimensions.

Библиографический список

1. Rybakov V.A., Al Ali M., Pantelev A.P., Fedotova K.A., Smirnov A.V. Bearing capacity of rafter systems made of steel thin-walled structures in attic roofs. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. No. 8. Pp. 28–39.
2. Mathieson C., Roy K., Clifton G., Ahmadi A., Lim J.B. P. Failure mechanism and bearing capacity of cold-formed steel trusses with HRC connectors // *Engineering Structures*. 2019. Vol. 201. Pp. 109741.
3. Villegas L., Moran R., Garcia J. J. Combined culm-slat Guadua bamboo trusses // *Engineering Structures*. 2019. Vol. 184. Pp. 495-504.
4. Dong L. Mechanical responses of snap-fit Ti-6Al-4V warren-truss lattice structures // *International Journal of Mechanical Sciences*. 2020. Vol. 173. Pp. 105460.
5. Vatin N.I., Havula J., Martikainen L., Sinelnikov A.S., Orlova A.V., Salamakhin S.V. Thin-walled cross-sections and their joints: tests and fem-modelling // *Advanced Materials Research*. 2014. No. 945–949. Pp. 1211–1215.

6. Kirsanov M.N. Planar Trusses: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing. 2019. Lady Stephenson Library, Newcastle upon Tyne, UK.
7. 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.
8. Бука-Вайваде К., Кирсанов М.Н., Сердюк Д.О. Расчет деформаций модели плоской фермы консольно-рамного типа с произвольным числом панелей // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. № 4. С. 510–517.
9. Egorov S. S. The inductive method of solving the problem of deflection of the symmetric core structures of complex shape in the system Maple for arbitrary number of panels. Science Almanac. 2017. 3–3 (29). Pp. 254–257.
10. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. The formula for the deflection of a truss loaded at half-span by a uniform load. Postulat. 2018. 3(29). Pp. 22.
11. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. Two-parameter derivation of the formula for deflection of the console truss. Postulat. 2018. 5-1(31). Pp. 22.
12. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. Analytical calculation and analysis of planar springel truss. Structural mechanics and structures. 2018. 2(17). 72–79.
13. Kitaev S.S. Derivation of the formula for the deflection of a cantilevered truss with a rectangular diagonal grid in the computer mathematics system Maple. Postulat. 2018. 5–1(31). 43.

Reference

1. Rybakov V.A., Al Ali M., Pantelev A.P., Fedotova K.A., Smirnov A.V. Bearing capacity of rafter systems made of steel thin-walled structures in attic roofs. Magazine of Civil Engineering. 2017. 8. Pp.28–39.
2. Mathieson C., Roy K., Clifton G., Ahmadi A., Lim J.B. P. Failure mechanism and bearing capacity of cold-formed steel trusses with HRC connectors. Engineering Structures. 2019. 201. Pp. 109741.
3. Villegas L., Moran R., Garcia J. J. Combined culm-slat Guadua bamboo trusses. Engineering Structures. 2019. 184. Pp. 495-504.
4. Dong L. Mechanical responses of snap-fit Ti-6Al-4V warren-truss lattice structures. International Journal of Mechanical Sciences. 2020. 173. Pp. 105460.
5. Vatin N.I., Havula J., Martikainen L., Sinelnikov A.S., Orlova A.V., Salamakhin S.V. Thin-walled cross-sections and their joints: tests and fem-modelling. Advanced Materials Research. 2014. 945–949. Pp. 1211–1215.
6. Kirsanov M. N. Planar trusses. Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing. 2019.
7. 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.
8. Buka-Vaivade K., Kirsanov M.N., Serdjuks D.O. Calculation of deformations of a cantilever-frame planar truss model with an arbitrary number of panels. Vestnik MGSU. 2020. 15(4). Pp. 510–517.
9. Egorov S. S. The inductive method of solving the problem of deflection of the symmetric core structures of complex shape in the system Maple for arbitrary number of panels. Science Almanac. 2017. 3–3 (29). Pp. 254–257.
10. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. The formula for the deflection of a truss loaded at half-span by a uniform load. Postulat. 2018. 3(29). 22.
11. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. Two-parameter derivation of the formula for deflection of the console truss. Postulat. 2018. 5–1(31). 22.

12. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. Analytical calculation and analysis of planar springel truss. Structural mechanics and structures. 2018. 2 (17). Pp. 72–79.
13. Kitaev S.S. Derivation of the formula for the deflection of a cantilevered truss with a rectangular diagonal grid in the computer mathematics system Maple. Postulat. 2018. 5–1(31). 43.

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ЧЕТЫРЕХСЕГМЕНТНОЙ СТАТИЧЕСКИ ОПРЕДЕЛИМОЙ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ФЕРМЫ

М. Н. Кирсанов

Национальный исследовательский университет “МЭИ”

Россия, г. Москва

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

Ферма состоит из четырех одинаковых сегментов – лучей, соединенных в центре. Опоры находятся по концам сегментов, каждый из которых представляет собой двускатную пространственную ферму. Расчет прогиба конструкции производится в аналитической форме на три вида нагрузок. Результат в форме полинома по числу панелей обобщается на произвольное число панелей в сегменте. Показано распределение усилий в стержнях конструкции. Найдены линейные асимптотики решения.

Ключевые слова: пространственная ферма, прогиб, точное решение, Maple, индукция, число панелей, асимптотика

**DEPENDENCE OF DEFORMATIONS OF A TRAPEZOUS TRUSS BEAM
ON THE NUMBER OF PANELS**V. M. Ovsyannikova¹

National Research University "MPEI"

Russia, Moscow

¹Student., Tel .: +7 (961) 490-93-46; e-mail: variavaria030303@yandex.ru

The planar statically determinate truss with two supports has a triangular lattice with struts. Loads are considered, evenly distributed over the lower or upper chord. The forces in the rods are searched symbolically in the Maple symbolic transformation system. The hinge deflection from the middle of the span is calculated using the Maxwell-Mohr's formula. A series of solutions for trusses with different numbers of panels is generalized by induction to an arbitrary case. The coefficients of the required formula are determined from the solution of homogeneous linear recurrent equations. The asymptotics of the solution linear in the number of panels is found. A formula is obtained for the dependence of the support displacement on the number of panels.

Keywords: exact solution, induction, Maple, trapezoidal truss, deflection.

Introduction

A planar statically determinate truss is the simplest truss model used in construction. In spatial bar structures, the main load is carried by planar trusses. Ties between individual trusses work with lateral or uneven vertical loads with large deformations. Although planar trusses in most cases can be calculated by simple analytical methods (Ritter section method, sequential knot cutting method) or in standard numerical packages, the solution in the form of simple formulas has a separate meaning as a kind of test for numerical solutions and as a simple way to evaluate the projected structure. The most practical meaning are those analytical solutions, which, in addition to such usual parameters as dimensions, load value, strength, and elastic properties of the material, also include ordinal characteristics of the structure, for example, the number of panels. In this case, the scope of application of the calculation formulas is significantly expanded. When deriving analytical solutions for trusses, an approximate approach is often used, when the truss is replaced by a beam with the same integral characteristics, for example, stiffness. This is how the frequency and strength estimates of trusses with a different number of panels are obtained. In contrast to this approach, which estimates very roughly the features of the truss lattice and does not give any information about the operation of individual rods at all, there is an inductive method for deriving formulas for the deflection of regular trusses with an arbitrary number of panels. This method is accurate, moreover, with a large or very large number of panels, numerical methods can give errors due to the accumulation of round-off errors that are inevitable when solving systems of linear equations of large dimension. The formulas obtained inductively do not have this drawback and give solutions simply and quickly, without wasting computing resources. The induction method obtained solutions for the deflection of planar arched trusses [1-7], frame-type trusses [8,9], spatial trusses [10,11].

Cantilever trusses are analyzed by induction in [12,13]. The inductive method using the Maple system operators allows solving in an analytical form and tasks for externally statically indeterminate trusses [14-16]. The largest number of formulas was derived for planar lattice trusses [17-25]. The reference book [26] contains solutions for 73 planar trusses with the calculation of not only the deflection but also the displacement of the truss supports under the action of vertical loads.

Truss layout and calculation of forces

Consider a planar truss with height h , containing n panels per span (Fig. 1). The mathematical model of the truss is created in the Maple program. Data entry consists of two main parts — entering the coordinates of the nodes and entering the order of connecting the bars of the chords and the lattice.

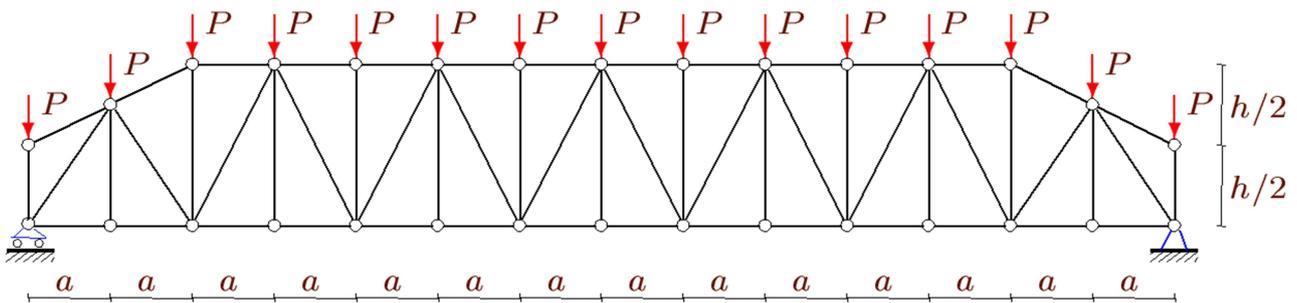


Figure 1. Truss, load on the upper chord, $n = 7$

The program enters data about the truss with parametrically specified dimensions and the number of panels. Members and nodes (hinges) are numbered (Fig. 2). The coordinates of the nodes are specified in the coordinate system with the origin at the left (movable) support.

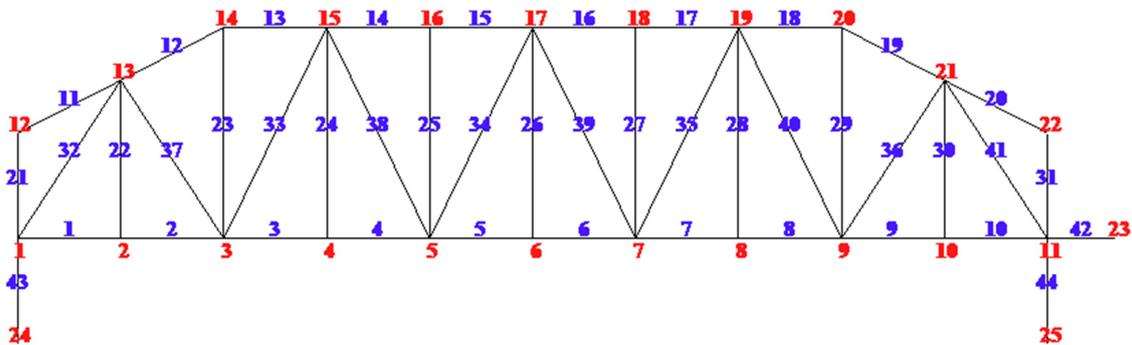


Figure 2. The numbering of nodes (hinges) and rods for $n = 5$

Here is the corresponding fragment of the program

```
> for i from 1 to 2*n+1 do
> x[i]:=a*i-a: y[i]:=0:
> x[i+2*n+1]:=x[i]: y[i+2*n+1]:=h:
> end:
> y[2*n+2]:=h/2: y[4*n+2]:=h/2:
> y[2*n+3]:=3*h/4: y[4*n+1]:=3*h/4:
```

The rods connection order is controlled by special lists $\mathbf{N}[i]$ with the numbers of the rods and the numbers of the nodes to which they are attached. The lists are oriented, but the number of

the end and the beginning of the bar is chosen arbitrarily and does not affect the magnitude and sign of the force in the rods. For rods, for example, this part of the program has the form

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

The information for other rods is entered in the same way.

Based on the lattice data and the coordinates of the nodes, the matrix of the system of equilibrium equations for the nodes of the truss is compiled. The size of the matrix is equal to the number of rods. This system naturally includes the rods that model the supports. A movable (left) support corresponds to one vertical rod, a fixed (right) one — two mutually perpendicular ones. The system of linear algebraic equations is solved in the Maple system. As a result, formulas for the forces in the rods are obtained. These formulas are needed to calculate the deflection using the Maxwell-Mohr's formula

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

where $K=8n + 4$ — number of rods in the truss, EF — longitudinal stiffness of the rods, S_j — forces in the truss rods under the action of an external load, s_j — forces from a unit force applied to the lower chord node in the middle of the span, l_j — rod length j .

The distribution of forces in the truss rods, referred to the P value, is shown in Figure 3. Stretched rods are highlighted in red, and compressed rods in blue. The thickness of the lines is proportional to the forces.

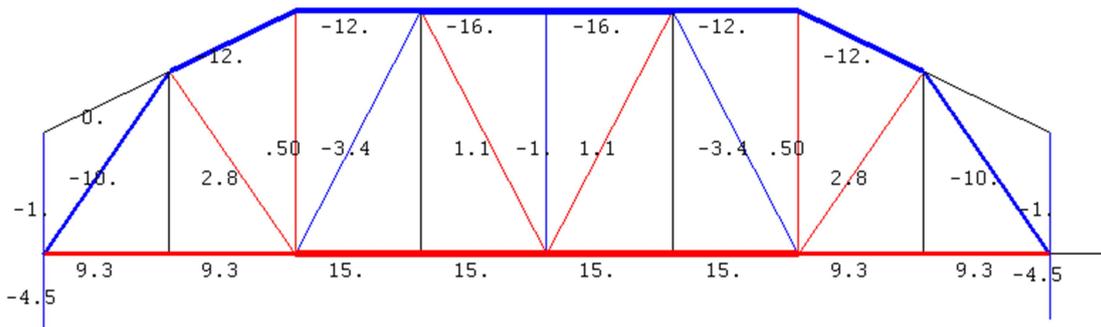


Figure 3. Distribution of forces in the rods at $a=4$ m, $h=2$ m, $n=4$

Deflection

The truss in question is regular. As the practice of solutions for such truss has shown, the form of the final formula does not depend on the number of panels:

$$\Delta(n) = \frac{P(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 h^3 + C_4 d^3 + C_5 f^3)}{h^2 EF}, \quad (2)$$

where, $d = \sqrt{16a^2 + h^2}$, $f = \sqrt{16a^2 + 9h^2}$, $c = \sqrt{a^2 + h^2}$. Only the coefficients C_1, \dots, C_5 depend on the number of panels. For these coefficients, according to the calculation data of individual truss with the number of panels $n = 1, 2, 3, \dots$, recurrent equations are compiled, the solution of which gives expressions for the common members of the sequences. For the coefficient C_1 , the equation is obtained

$$C_{1,n} = 5C_{1,n-1} - 10C_{1,n-2} + 10C_{1,n-3} - 5C_{1,n-4} + C_{1,n-5}.$$

In the case of a load uniformly distributed over the upper belt (Fig. 3), we have the solution $C_1 = (15n^4 + 3n^2 - 88n + 116) / 36$.

Similarly, from the solution of the recurrent equations, we obtain formulas for other coefficients $C_2 = (n-2)^2 / 2$, $C_3 = (n-3) / 4$, $C_4 = (n-1) / 16$, $C_5 = (5n-4) / 144$.

In the problem of the action of the load on the lower belt (Fig. 4) will be the same, except for the coefficient $C_3 = (n-2(-1)^n + 1) / 4$. The solution uses the Maple `rgf_findrecur` and `rsolve` operators from the `genfunc` package.

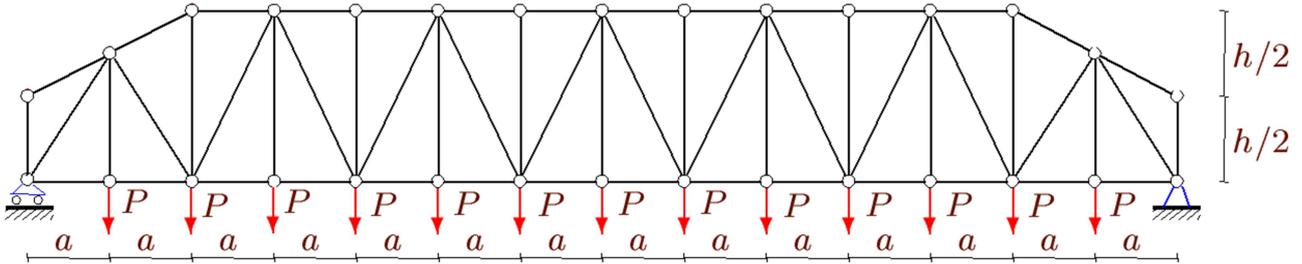


Figure 4. Truss, load along the lower chord, $n = 7$

Let's plot the obtained solution. We introduce the relative dimensionless deflection $\Delta' = \Delta EF / (P_0 L)$, where $P = P_0 / (2n + 1)$. Truss span length $L = 2na$. Thus, as the number of panels n increases, the panel length decreases.

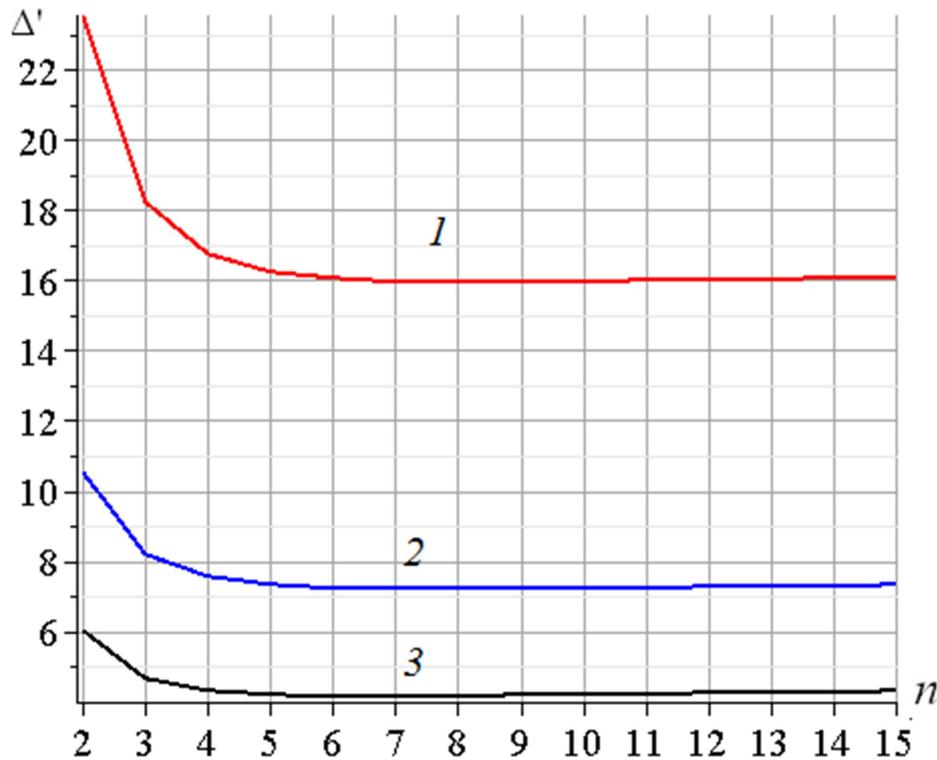


Figure 5. Dependence of the deflection on the number of panels n at different h at the top load, $L = 50$ m.
 1- $h = 2$ m; 2- $h = 3$ m; 3- $h = 4$ m.

The deflection at the beginning of the graph at small n first decreases, then gradually increases, thus suggesting the presence of the minimum point in the number of panels. The existence

of such a minimum can be used in optimization problems. The Maple methods can also reveal the oblique asymptote:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \Delta' / n = h / (4L). \quad (3)$$

Support offset

The action of the vertical load causes not only the vertical displacement of the truss nodes but also the horizontal displacement of the movable support. Having a well-established algorithm for calculating the deflection, it is easy to rebuild it to search for another value or load. Here, when searching for the displacement of the left support, it is sufficient in formula (1) to set s_j the values of the forces in the rods from the action of a unit dimensionless horizontal force applied to the movable support unit. Further, the procedure for deriving the formula for the offset remains the same. First, a series of solutions are obtained for the displacement value for a different number of panels n , then for the resulting sequence 67/3, 146/3, 91, 460/3, 719/3, 354, 1501/3, 2048/3, a recurrent equation is drawn up (it is obtained fourth-order). The solution to this equation gives the answer

$$\delta = Pa^2(2n^3 + 5n - 2) / (3hEF).$$

If, by analogy with the solution of the deflection problem, we introduce the dimensionless displacement $\delta' = \delta EF / (P_0 L)$ and build a graph, then you can see that at first this value decreases, reaching a certain minimum, then it increases, tending to the horizontal asymptote, which can be obtained using Maple:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \delta' = L / (12h).$$

The same result for the displacement of the support is obtained in the case of a load acting on the lower chord. Note that, in comparison with the angle of inclination of the asymptote (3), the dependence on the dimensions of the truss is inverse.

Conclusion

The considered scheme of the truss is not fully regular. The two outer panels break the periodic structure of the structure. This leads to some complications of the solution. So, instead of the traditional three terms and three coefficients depending on the number of panels, in solution (2), five terms are obtained. On the other hand, this truss is widespread both in bridge construction and in structures of various kinds of coatings. An analytical solution can be useful not only as an assessment of the accuracy of numerical calculations and as a simple preliminary calculation of the designed structure, when you need to quickly and accurately select the required number of panels and their sizes, without resorting to software systems, where data entry often requires significant effort and time. The formulas obtained can be used in solving optimization problems.

Библиографический список

1. Бука-Вайваде К., Курсанов М.Н., Сердюк Д.О. Calculation of deformations of a cantilever frame planar truss model with an arbitrary number of panels // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 4. С. 510–517.
2. 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
3. Kirsanov M.N., Lafickova M. G., Nikitina A. S. An inductive derivation of the dependence of the arched truss deflection on the number of panels // Научный альманах. 2017. N 4-3(30). С. 205-208.

4. *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.
5. *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.
6. *Kazmiruk I.Yu.* On the arch truss deformation under the action of lateral load // Научный альманах. 2016. No. 3-3(17). С. 75-78.
7. *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.
8. *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 EECE 2019, Lecture Notes in Civil Engineering 70, С. 25-35.
9. *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.
10. *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.
11. *Курсанов М.Н.* Прогиб пространственного покрытия с периодической структурой // Инженерно-строительный журнал. 2017. № 8(76). С. 58–66.
12. *Kitaev S.S.* Derivation of the formula for the deflection of a cantilevered truss with a rectangular diagonal grid in the computer mathematics system Maple // Постулат. 2018. No. 5-1(31).
13. *Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A.* Two-parameter derivation of the formula for deflection of the console truss // Постулат. 2018. No. 5-1(31). 22.
14. *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.
15. *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.
16. *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.
17. *Kirsanov M.* An inductive method of calculation of the deflection of the truss regular type // Architecture and Engineering. 2016. Т. 1. № 3. С. 14-17.
18. *Kirsanov M., Tinkov D., Boiko O.* Analytical calculation of the combined suspension truss // MATEC Web of Conferences. 2019. Vol. 265, 0525.
19. *Kirsanov M.N.* One feature of the constructive solutions of the lattice girder // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. 14(4). С. 90-97.
20. *Kirsanov M.N.* Installation diagram of the lattice truss with an arbitrary number of panels // Инженерно-строительный журнал. 2018. 81(5). С. 174–182.
21. *Kirsanov M. N.* A Precise Solution of the Task of a Bend in a Lattice Girder with a Random Number of Panels. Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2018. No. 1(37). С. 92-99
22. *Kirsanov M. N., Tinkov D.V.* Analytical calculation of the deflection of the lattice truss // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 193., 03015.
23. *Kirsanov M. N., Komerzan E., Sviridenko O.* Inductive analysis of the deflection of a beam truss allowing kinematic variation // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 239. 01012
24. *Voropay R.A., Domanov E.V.* The dependence of the deflection of a planar beam truss with a complex lattice on the number of panels in the system Maple // Постулат. 2019. № 1. С. 12.
25. *Arutyunyan V. B.* Analytical calculation of the deflection street bracket for advertising // Постулат. 2019. № 1.
26. *Курсанов М.Н.* Плоские фермы. Схемы и расчетные формулы: справочник. М.: ИНФРА-М, 2019. 238 с.

References

1. Buka-Vaivade K., Kirsanov M.N., Serdjuks D.O. Calculation of deformations of a cantilever-frame planar truss model with an arbitrary number of panels. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2020. 15(4). Pp. 510-517.
2. Voropai R.A., Kazmiruk I.Yu. Analytical study of the horizontal stiffness of the flat statically determinate arch truss. *Bulletin of Scientific Conferences*. 2016. № 2-1(6). Pp. 10-12
3. Kirsanov M.N., Lafickova M. G., Nikitina A. S. An inductive derivation of the dependence of the arched truss deflection on the number of panels. *Science Almanac*. 2017. No. 4-3(30). Pp. 205-208.
4. 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. No. 1.
5. Bolotina T. D. The deflection of the flat arch truss with a triangular lattice depending on the number of panels//*Bulletin of Scientific Conferences*. 2016. № 4-3(8). Pp.7-8.
6. Kazmiruk I.Yu. On the arch truss deformation under the action of lateral load. *Science Almanac*. 2016. No. 3-3(17). Pp. 75-78.
7. 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. No. 2-3(28). Pp. 268-271.
8. 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 EECE 2019, Lecture Notes in Civil Engineering 70*, Pp.25-35.
9. Kirsanov M.N., Buka-Vaivade K. Analytical calculation of the deflection of the rod frame with an arbitrary number of panels. *Structural mechanics and strength of materials*. 2019. Vol. 3. No. 22. Pp. 21-28.
10. 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.
11. Kirsanov M.N. The deflection of spatial coatings with periodic structure. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. No. 8. Pp. 58–66.
12. Kitaev S.S. Derivation of the formula for the deflection of a cantilevered truss with a rectangular diagonal grid in the computer mathematics system Maple. *Postulat*. 2018. No. 5-1(31).
13. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. Two-parameter derivation of the formula for deflection of the console truss. *Postulat*. 2018. No. 5-1(31). 22.
14. Kirsanov M., Serdjuks D., Buka-Vaivade K. Analytical Expression of the Dependence of the Multi-lattice Truss Deflection on the Number of Panels. 2020. *Construction of Unique Buildings and Structures*. Vol. 90. Article No.9003.
15. Kirsanov M. N. Analytical Solution of a Spacer Beam Truss Deflection with an Arbitrary Number of Panels. *Construction of Unique Buildings and Structures*. Jun. 2020. 3. Article No. 8802.
16. 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.
17. Kirsanov M. An inductive method of calculation of the deflection of the truss regular type. *Architecture and Engineering*. 2016. 1. No. 3. Pp. 14-17.
18. Kirsanov M., Tinkov D., Boiko O. Analytical calculation of the combined suspension truss. *MATEC Web of Conferences*. 2019. Vol. 265, 0525 .
19. Kirsanov M.N. One feature of the constructive solutions of the lattice girder // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2018. 14(4). Pp. 90-97.
20. Kirsanov M.N. Installation diagram of the lattice truss with an arbitrary number of panels. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. 81(5). Pp. 174–182.
21. Kirsanov M. N. A Precise Solution of the Task of a Bend in a Lattice Girder with a Random Number of Panels. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2018. No. 1(37). Pp. 92-99.
22. Kirsanov M. N., Tinkov D.V. Analytical calculation of the deflection of the lattice truss. *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 193. 03015.
23. Kirsanov M. N., Komerzan E., Sviridenko O. Inductive analysis of the deflection of a beam truss allowing kinematic variation. *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 239. 01012.
24. Voropay R.A., Domanov E.V. The dependence of the deflection of a planar beam truss with a complex lattice on the number of panels in the system Maple. *Postulat*. 2019. No. Pp. 12.

25. Arutyunyan V. B. Analytical calculation of the deflection street bracket for advertising. Postulat. 2019. No.1.
26. Kirsanov M.N. Planar Trusses: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing. 2019. Lady Stephenson Library, Newcastle upon Tyne, NE6 2PA, UK.

ЗАВИСИМОСТЬ ДЕФОРМАЦИЙ БАЛОЧНОЙ ФЕРМЫ ТРАПЕЦИЕВИДНОЙ ФОРМЫ ОТ ЧИСЛА ПАНЕЛЕЙ

В. М. Овсянникова¹

Национальный исследовательский университет "МЭИ"
Россия, г. Москва

¹Студентка, тел.: +7(961)490-93-46; e-mail: variavaria030303@yandex.ru

Плоская статически определимая ферма с двумя опорами имеет треугольную решетку со стойками. Рассматриваются нагрузки, равномерно распределенные по нижнему или верхнему поясу. Усилия в стержнях разыскиваются в символьном виде в математической системе символьных преобразований Maple. Прогиб шарнира в середине пролета вычисляется по формуле Максвелла – Мора. Серия решений для ферм с различным числом панелей обобщается методом индукции на произвольный случай. Коэффициенты искомой формулы определяются из решения однородных линейных рекуррентных уравнений. Найдена линейная по числу панелей асимптотика решения. Получена формула для зависимости смещения опоры от числа панелей.

Ключевые слова: точное решение, индукция, Maple, трапециевидная ферма, прогиб.

НИЖНЯЯ ГРАНИЦА ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ФЕРМЫ ФИНКАЕ. А. Петриченко¹Национальный исследовательский университет "МЭИ"
Россия, г. Москва

¹Студент., тел.: +7(916)766-76-63; e-mail: eliz.wetaa@gmail.com

В плоской статически определимой ферме с крестообразной решеткой типа Финка грузы расположены в узлах верхнего пояса. Поставлена задача найти аналитическое выражение нижней частоты собственных колебаний фермы в зависимости от числа панелей в предположении, что массы грузов имеют лишь вертикальные перемещения, шарниры идеальные, а упругие стержни одинаковой жесткости не наделены массой. Усилия в стержнях находятся в программе, составленной на языке символьной математики Maple, из решения системы линейных уравнений равновесия узлов фермы, в которую входят и реакции опор. Для нижней оценки частоты используется метод Донкерлея. Жесткость фермы определяется по данным матрицы податливости, полученной по формуле Максвелла – Мора. Отдельные решения, найденные для ферм с различным числом панелей, обобщаются на произвольное число панелей. Коэффициенты итоговой формулы получаются из решения линейных рекуррентных уравнений четвертого порядка. Формула для частоты собственных колебаний имеет полиномиальный по числу панелей характер.

Ключевые слова: ферма Финка, нижняя оценка частоты, Maple, индукция, число панелей, метод Донкерлея

Постановка задачи

Динамический анализ строительных конструкций, наряду с другими задачами, включает в себя частотный анализ собственных колебаний сооружения. Наибольшее практическое значение имеет нижняя (первая) частота колебаний. Как правило, эта частота вместе со всеми другими частотами спектра определяется численно в специализированных программных комплексах [1- 6]. Однако для некоторых регулярных стержневых систем возможны решения в символьном виде. На возможность использования свойства регулярности статически определимых систем для вывода удобных в практическом применении формул впервые обратили внимание Игнатъев В.А. [7], Zok F. W., Latture R. M., Begley M. R [8], Hutchinson R. G., Fleck N.A., Guest S.D. [9-11]. Эти формулы могут быть как оценкой для численных решений, так и применяться непосредственно для простейшей оценки частоты колебаний конструкции. С помощью метода индукции с использованием системы компьютерной математики Maple ранее были получены формулы для частот колебаний отдельных грузов или оценки спектров частот плоских ферм [12 - 25]. Известны также отдельные алгоритмы для получения аналитических решений задач колебаний стержневых систем [26, 27]. В данной работе выводится формула для оценки нижней частоты колебаний плоской фермы типа Финка.

Расчетная модель

Схемы ферм без нижнего пояса с раскосами, составляющими сплошную решетку (фермы Финка и Больцмана), были распространены в США в 19–20 веках в железнодорожных мостах [28]. В современных зданиях часто используют покрытия в виде ферм без сплошного нижнего пояса (рис. 1).



Рис. 1. Ферма покрытия центрального зала торгового комплекса АФИМОЛЛ Сити, Москва

Динамические характеристики ферм, спектр частот колебаний обычно определяются численно. Методы современной компьютерной математики позволяют получить оценку нижней частоты подобных систем. Рассмотрим плоскую модель фермы типа Финка (рис. 2). Аналитические решения задачи статики конструкций без нижнего пояса получены в работах [29–32].

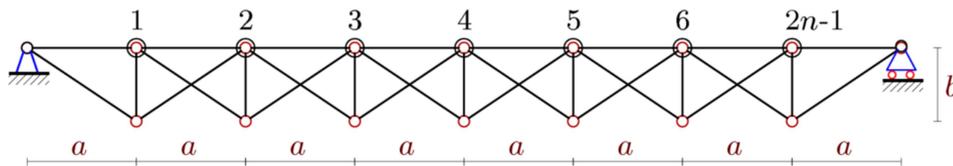


Рис. 2. Ферма, $n = 4$

Плоская статически определимая балочная ферма с $2n$ панелями имеет две опоры. Все панели кроме крайних имеют крестообразные раскосы. Массы расположены в верхних узлах стержней решетки по прямолинейному поясу. Рассмотрены только вертикальные смещения масс.

Структура соединений стержней фермы задается в программе, составленной на языке Maple [33]. Ввод данных состоит из двух основных частей — ввода координат узлов и ввода порядка соединения стержней поясов и решетки. Всего в ферме $K = 8n$ стержней. Порядок соединения стержней задается по аналогии с определением структуры графов в дискретной математике. Вводятся специальные упорядоченные списки из номеров вершин концов соответствующих стержней.

Усилия в стержнях находятся вместе с реакциями опор из решения общей системы уравнений равновесия узлов.

Уравнение частот

Динамические уравнения для массивных грузов записываются в матричной форме:

$$\mathbf{M}_N \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{D}_N \mathbf{Y} = 0, \quad (1)$$

где $\mathbf{Y} = [y_1, y_2, \dots, y_N]^T$ — вектор вертикальных перемещений масс $1, \dots, N$, $N = 2n - 1$ — число степеней свободы, \mathbf{M}_N — матрица инерции размером $N \times N$, \mathbf{D}_N — матрица жесткости,

$\ddot{\mathbf{Y}}$ — вектор ускорений. В случае, когда все грузы одинаковые, матрица инерции диагональная: $\mathbf{M}_N = m\mathbf{I}_N$. Матрица податливости \mathbf{B}_N , обратная к матрице жесткости \mathbf{D}_N , определяется с помощью интеграла Мора:

$$b_{i,j} = \sum_{\alpha=1}^{K-3} S_{\alpha}^{(i)} S_{\alpha}^{(j)} l_{\alpha} / (EF), \quad (2)$$

где $S_{\alpha}^{(i)}$ — усилие в стержне α от действия единичной вертикальной силы, приложенной к узлу i , l_{α} — длина стержня α , K — число стержней фермы, EF — жесткость стержней. В число стержней входят недеформируемые опорные стержни, соответствующие подвижной и неподвижной опорам. Усилия этих стержней в сумме (3) не учитываются. Умножение уравнения (2) слева на матрицу податливости \mathbf{B}_N дает уравнение:

$$m\mathbf{B}_N \mathbf{I}_N \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{Y} = 0. \quad (3)$$

Представление формы колебаний в виде $y_k = u_k \sin(\omega t + \varphi_0)$, где ω — собственная частота колебаний дает соотношение $\ddot{\mathbf{Y}} = -\omega^2 \mathbf{Y}$. Отсюда из (3) следует $\mathbf{B}_N \mathbf{Y} = \lambda \mathbf{Y}$, где частота колебаний выражается через собственные числа матрицы \mathbf{B}_N : $\lambda = 1/(m\omega^2)$. Задача сводится к проблеме собственных чисел матрицы податливости, состоящей из проекций единичных усилий, направленных по искомым усилиям в стержнях. Значения координат концов стержней и данные о геометрии решетки дают значения элементов матрицы. Усилия $S_{\alpha}^{(i)}$ в стержнях фермы определяются из решения системы уравнений узлов фермы. Собственные числа матрицы в системе Maple возвращает специальный оператор Eigenvalues из пакета LinearAlgebra. Частоты колебаний соответствуют собственным числам: $\omega = \sqrt{1/(m\lambda)}$. Наименьшей является первая частота, ниже значение которой необходимо найти.

Оценка Донкерлея

По формуле Донкерлея нижняя оценка главной частоты колебаний имеет вид:

$$\omega_D^{-2} = \sum_{i=1}^N \omega_i^{-2}, \quad (4)$$

где ω_i — частота колебания груза массой m , расположенного в узле $i + 1$ верхнего пояса. Уравнение колебаний (1) для одной массы имеет вид:

$$m\ddot{y}_i + d_i y_i = 0,$$

где y_i — вертикальное смещение массы, \ddot{y}_i — ускорение массы, d_i — коэффициент жесткости (i — номер массы). Частота колебаний отдельной массы при отсутствии других масс находится по формуле: $\omega_i = \sqrt{d_i/m}$. Коэффициент жесткости определяется с помощью интеграла Мора:

$$\delta_i = 1/d_i = \sum_{\alpha=1}^{K-3} (S_{\alpha}^{(i)})^2 l_{\alpha} / (EF).$$

Здесь обозначено $S_{\alpha}^{(i)}$ — усилия в стержне с номером α от действия единичной вертикальной силы, приложенной к узлу $i + 1$. Частоты колебаний определяются для масс, расположенных поочередно во всех отмеченных узлах фермы. Расчет ферм с различным чис-

лом панелей n дает общий вид формулы для определения нижней оценки ω_D . Для произвольного числа панелей имеем:

$$\omega_D^{-2} = m \sum_{i=1}^N \delta_i = m(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 b^3) / (nh^2 EF), \quad (5)$$

где обозначена длина раскоса $c = \sqrt{a^2 + b^2}$. Коэффициенты $C_1(n), C_2(n), C_3(n)$ в этой формуле определяются методом индукции. Сначала выписываются последовательности коэффициентов, полученных из решения задачи для отдельных ферм, и находятся их общие члены. Длина таких последовательностей должна быть достаточной для того, чтобы определить общий член. Специальный оператор `rgf_findrecur` системы Maple дает рекуррентное уравнение, из которого можно найти искомую зависимость. В случае определения коэффициента C_1 имеем рекуррентное уравнение:

$$C_{1,n} = 3C_{1,n-1} - 3C_{1,n-2} + C_{1,n-3}.$$

Решение его дает оператор `rsolve`:

$$C_1 = 16n^2 - 18n + 5. \quad (6)$$

Аналогично находятся и другие коэффициенты:

$$C_2 = 16n^2 - 12n + 2, C_3 = 8n^2 - 6n + 1. \quad (7)$$

Формула (5) с коэффициентами (6), (7) представляет собой решение поставленной задачи — выражение нижней границы ω_D первой частоты колебаний фермы с грузами $m = 200$ кг, распределенными по нижнему поясу в зависимости от числа панелей и размеров фермы. График на рис. 3 построен при $EF = 2,0 \cdot 10^4$ кН, $a = 3$ м.

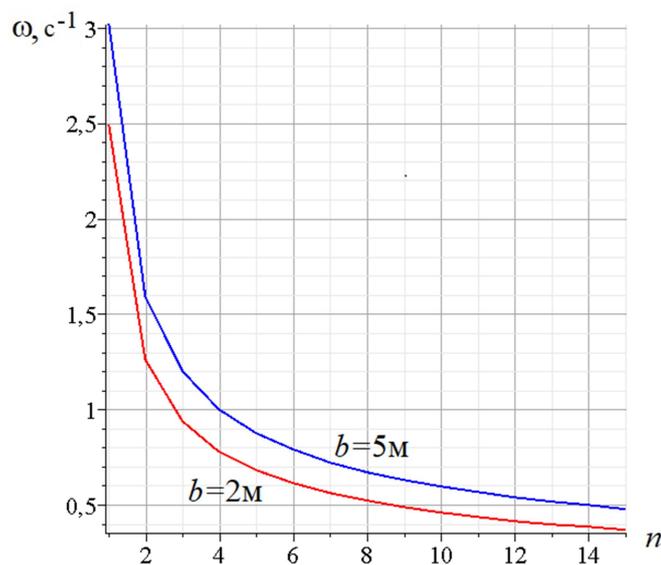


Рис. 3. Зависимость частоты колебаний от числа панелей n при $a=3$ м

С увеличением числа панелей увеличивается и длина фермы, а частота колебаний монотонно уменьшается. Для фермы с большей высотой $b = 5$ м (жесткость больше) частота выше. На рис. 4 дана зависимость частоты от высоты стоек фермы.

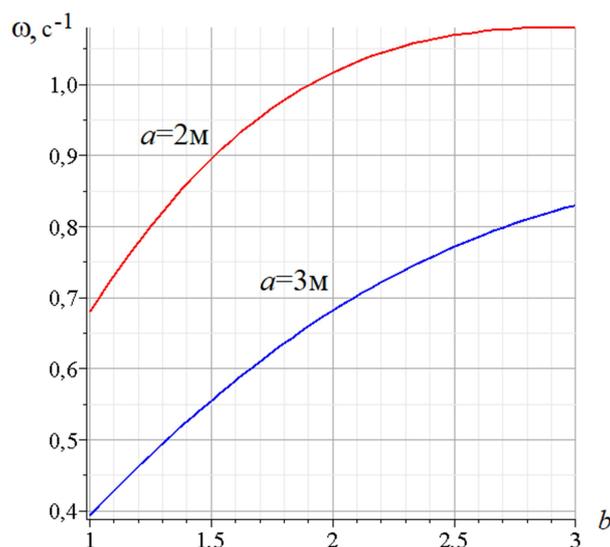


Рис. 4. Зависимость частоты колебаний от высоты стоек b

Заключение

Дан алгоритм вывода формулы для нижней оценки первой собственной частоты колебаний плоской фермы с произвольным числом панелей. Для решения использованы метод индукции и система Maple. Алгоритм применим для тех регулярных ферм, для которых доступно аналитическое решение задачи о прогибе, как плоских [33–36], так и пространственных [37]. Выбор системы компьютерной математики был произволен. С таким же успехом можно использовать систему Wolfram Mathematica. Определяющим свойством выбранной программы явилась ее возможность находить общие члены последовательностей и быстродействие в режиме символьных преобразований.

Полученная оценка частоты имеет достаточно простой вид и может служить предварительной оценкой частотной характеристики проектируемой конструкции.

Библиографический список

1. Ufimtsev E., Voronina M. Research of Total Mechanical Energy of Steel Roof Truss during Structurally Nonlinear Oscillations // *Procedia Engineering*. 2016. Т. 150. С. 1891–1897.
2. Ufimtsev E. Dynamic Calculation of Nonlinear Oscillations of Flat Trusses Part 2: Examples of Calculations // *Procedia Engineering*. 2017. Т. 206. С. 850–856.
3. Chen J. et al. Vibration reduction in truss core sandwich plate with internal nonlinear energy sink // *Composite Structures*. 2018. Vol. 193. Pp. 180–188.
4. Baeza L., Ouyang H. Vibration of a truss structure excited by a moving oscillator // *Journal of Sound and Vibration*. 2009. Vol. 321. №. 3–5. Pp. 721–734.
5. Shu J. et al. Assessment of a cantilever bridge deck slab using multi-level assessment strategy and decision support framework // *Engineering Structures*. 2019. Т. 200. С. 109666.
6. Tejani G. G., Savsani V.J., Patel V.K., Mirjalili S. Truss optimization with natural frequency bounds using improved symbiotic organisms search // *Knowledge-Based Systems*. 2018. № 143. С. 162–178.
7. Игнатъев В.А. Расчет регулярных стержневых систем. Саратов: Саратовское высшее военно-химическое военное училище, 1973.

8. Zok F. W., Latture R. M., Begley M. R. Periodic truss structures. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2016. Vol. 96. С. 184–203.
9. Hutchinson R. G., Fleck N.A. Microarchitected cellular solids – the hunt for statically determinate periodic trusses // *ZAMM Z. Angew. Math. Mech.* 2005. Т. 85. №. 9. С. 607–617.
10. Hutchinson R.G., Fleck N.A. The structural performance of the periodic truss // *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2006. Vol. 54 № 4. Pp. 756–782.
11. Guest S.D., Hutchinson J.W. On the determinacy of repetitive structures // *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2003. 51. Pp. 383–391.
12. Тиньков Д.В. Аналитические решения задач о собственных частотах колебаний регулярных стержневых систем: дис. ... к.т.н. 2019. 113 с.
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. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Формулы для частоты колебания груза в произвольном узле балочной фермы // *Транспортное строительство*. 2018. №12. С. 21–23.
15. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Аналитическое решение задачи о частоте колебания груза в произвольном узле балочной фермы в системе Maple // *Строительство: наука и образование*. 2018. Т. 8. № 4(30). С. 3.
16. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Спектр собственных частот колебаний внешне статически неопределимой фермы // *Транспортное строительство*. 2019. №2. С. 20–23.
17. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Аналитические выражения частот малых колебаний балочной фермы с произвольным числом панелей // *Строительная механика и конструкции*. 2019. №1(20). С. 14–20.
18. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Анализ собственных частот колебаний плоской фермы с произвольным числом панелей // *Вестник МГСУ*. 2019. Т.14. №.3(126). 284–292.
19. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Анализ частот колебаний груза в зависимости от его положения в узлах плоской фермы // *Строительство и реконструкция*. 2020. № 1 (87). С. 14–19.
20. Кирсанов М. Н., Бука-Ваиваде К. Аналитические выражения частот малых колебаний балочной фермы с произвольным числом панелей // *Строительная механика и конструкции*. 2019. Т. 4(23). С. 7–14.
21. Кирсанов М.Н. Формула для основной частоты колебания многопролетной фермы // *Строительная механика и конструкции*. 2020. № 1 (24). С. 19–24.
22. Кирсанов М.Н. Формула зависимости низшей частоты колебания балочной фермы от числа панелей // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2019. № 3(284). С. 45–49.
23. Кирсанов М.Н. Нижняя оценка основной частоты собственных колебаний фермы с произвольным числом панелей // *Вестник МГСУ*. 2019. Т. 14. №7. С. 844–851.
24. Ахмедова Е.Р., Канатова М.И. Собственные частоты колебаний плоской балочной фермы регулярной структуры // *Наука и образование в XXI веке: сборник научных трудов по материалам Международной научно-практической конференции*. Тамбов: ООО «Консалтинговая компания Юком», 31 октября 2014. С. 17–18.
25. Канатова М.И. Частотное уравнение и анализ колебаний плоской балочной фермы // *Trends in Applied Mechanics and Mechatronics*. М: Инфра-М. 2015. Т. 1. С. 31–34.
26. Рыбаков Л.С., Мишустин И.В. Собственные колебания плоских регулярных упругих ферм ортогональной структуры // *Механика композиционных материалов и конструкций*. 1999. Т. 5. № 2. С. 3–16.

27. Мишустин И.В., Рыбаков Л.С. Колебания плоских упругих ферм ортогональной структуры // Известия Академии наук. Механика твердого тела. 2003. № 2. С. 168–184.
28. Гордон Дж. Конструкции или почему не ломаются вещи. М.: Мир, 1980. 230 с.
29. Васильченко Д.И. Формула для смещения опоры балочной фермы типа Больмана // Научный альманах. 2016. N 8-1(22). С. 261-263.
30. Васильков И.Д., Кирсанов М.Н. Формулы для определения прогиба и смещения опоры фермы Больмана с произвольным числом панелей // Научный альманах. 2016. №11–2(25). С. 289–292.
31. Салимов М.С. Формула для прогиба фермы типа Больмана под действием распределенной нагрузки // Постулат 2018. №10 (36).
32. Шикин К. Однопараметрический вывод формулы для прогиба балочной фермы типа Финка // Постулат. 2018. № 10(36).
33. Бука-Вайваде К., Кирсанов М.Н., Сердюк Д.О. Calculation of deformations of a cantilever frame planar truss model with an arbitrary number of panels // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 4. С. 510–517.
34. Кирсанов М.Н. Плоские фермы. Схемы и расчетные формулы: справочник. М.: ИНФРА-М, 2019. 238 с.
35. Кирсанов М.Н., Заборская Н.В. Деформации периодической фермы с раскосной решеткой // Инженерно-строительный журнал. 2017. № 3 (71). С. 61–67.
36. Кирсанов М.Н. Сравнительный анализ жесткости двух схем арочной фермы // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 9 (36). С. 44–55.
37. Кирсанов М.Н. Особенности аналитического расчета пространственных стержневых систем // Строительная механика и расчет сооружений. 2011. № 5 (238). С. 11–15.

References

1. Ufimtcev E. Dynamic Calculation of Nonlinear Oscillations of Flat Trusses Part 2: Examples of Calculations. Procedia Engineering. 2017. Vol. 206. Pp. 850–856.
2. Ufimtsev E., Voronina M. Research of Total Mechanical Energy of Steel Roof Truss during Structurally Nonlinear Oscillations. Procedia Engineering. 2016. Vol. 150. Pp. 1891–1897.
3. Chen J. et al. Vibration reduction in truss core sandwich plate with internal nonlinear energy sink. Composite Structures. 2018. Vol. 193. Pp. 180–188.
4. Baeza L., Ouyang H. Vibration of a truss structure excited by a moving oscillator. Journal of Sound and Vibration. 2009. Vol. 321. №. 3–5. Pp. 721–734.
5. Shu J. et al. Assessment of a cantilever bridge deck slab using multi-level assessment strategy and decision support framework. Engineering Structures. 2019. Vol. 200. Pp. 109666.
6. Tejani G. G., Savsani V.J., Patel V.K., Mirjalili S. Truss optimization with natural frequency bounds using improved symbiotic organisms search. Knowledge-Based Systems. 2018. 143. Pp. 162–178.
7. Ignatiev V.A. Calculation of regular core systems. Saratov: Saratov Higher Military Chemical Military School, 1973.
8. Zok F. W., Latture R. M., Begley M. R. Periodic truss structures. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 2016. Vol. 96. Pp. 184–203.
9. Hutchinson R. G., Fleck N.A. Microarchitected cellular solids – the hunt for statically determinate periodic trusses. ZAMM Z. Angew. Math. Mech. 2005. Vol. 85. №. 9. Pp. 607–617.
10. Hutchinson R.G., Fleck N.A. The structural performance of the periodic truss. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 2006. Vol. 54. №. 4. Pp. 756–782.

11. Guest S.D., Hutchinson J.W. On the determinacy of repetitive structures. *J. Mech. Phys. Solids*. 2003. Vol. 51. Pp. 383–391.
12. Tinkov D.V. Analytical solutions of problems on natural vibration frequencies of regular rod systems: dis. ... Ph.D. 2019. 113 p.
13. Vorobiev O.V. On methods of obtaining an analytical solution for the problem of natural frequencies of hinged structures. *Structural Mechanics and Structures*. 2020. No. 1 (24). Pp. 25–38.
14. Kirsanov M.N., Tinkov D.V. Formulas for the oscillation frequency of the load in an arbitrary node of the girder. *Transport construction*. 2018. No. 12. Pp. 21–23.
15. Kirsanov M.N., Tinkov D.V. Analytical solution of the problem of the frequency of oscillation of the load in an arbitrary node of the beam girder in the Maple system. *Construction: Science and Education*. 2018. Vol. 8. No. 4 (30). P. 3.
16. Kirsanov M. N., Tinkov D. V. Spectrum of natural frequencies of oscillations of an externally statically indeterminate truss. *Transport construction*. 2019. No. 2. Pp. 20–23.
17. Kirsanov M. N., Tinkov D. V. Analytical expressions of frequencies of small vibrations of a beam truss with an arbitrary number of panels. *Structural Mechanics and Structures* 2019. No. 1(20). Pp. 14–20.
18. Kirsanov M.N., Tinkov D.V. Analysis of the natural frequencies of oscillations of a planar truss with an arbitrary number of panels. *Vestnik MGSU*. 2019; 14:3:284–292.
19. Kirsanov M. N., Tinkov D. V. Analysis of cargo vibration frequencies depending on its position in the nodes of a planar truss. *Construction and reconstruction*. 2020. No. 1 (87). Pp. 14–19.
20. Kirsanov M.N., Buka-Vaivade K. Analytical expressions of frequencies of small oscillations of a beam truss with an arbitrary number of panels. *Structural mechanics and structures*. 2019. Vol. 4. No. 23. Pp. 7–14.
21. Kirsanov M. N. Formula for the main frequency of vibration of a multi-span truss // *Construction mechanics and structures*. 2020. No. 1 (24). Pp. 19–24.
22. Kirsanov M. N. Formula for the dependence of the lowest frequency of vibration of the beam truss on the number of panels. *Construction mechanics and calculation of structures*. 2019. No. 3(284). Pp. 45–49.
23. Kirsanov M.N. Lower estimate of the fundamental frequency of natural oscillations of a truss with an arbitrary number of panels. *Vestnik MGSU*. 2019; 14:7:844- 851. (rus.)
24. Akhmedova E.R., Kanatova M.I. Natural vibration frequencies of a flat beam girder of regular structure. *Science and education in the XXI century: collection of scientific papers based on the materials of the International scientific and practical conference*. Tambov: LLC "Consulting company Ucom", October 31, 2014. Pp. 17–18.
25. Kanatova M.I. Frequency equation and analysis of vibrations of a flat girder. *Trends in Applied Mechanics and Mechatronics*. M: Infra-M. 2015. Vol. 1. Pp. 31–34.
26. Rybakov L.S. & Mishustin I.V. Natural vibrations of flat regular elastic trusses of orthogonal structure. *Mechanics of composite materials and structures*. 1999. Vol. 2(5). Pp. 3–16.
27. Mishustin I.V. & Rybakov L.S. Oscillations of flat elastic trusses of orthogonal structure. *News of the Academy of Sciences. Solid mechanics*. 2003. 2. Pp. 168–184.
28. Gordon J. *Constructions or why things don't break*. M.: Mir, 1980. 230 p
29. Vasilchenko D.I. Formula for displacement of the support of a Bolman-type beam girder. *Science Almanac*. 2016. N 8–1 (22). Pp. 261–263.
30. Vasilkov I.D., Kirsanov M.N. Formulas for determining the deflection and displacement of the support of the Bolman truss with an arbitrary number of panels. *Science Almanac*. 2016. No. 11–2 (25). Pp. 289–292.
31. Salimov M.S. Formula for the deflection of a Bolman-type truss under the action of a distributed load. *Postulate*. 2018. No. 10 (36).

32. Shikin K. One-parameter derivation of the formula for the deflection of a Fink-type beam girder. *Postulate*. 2018. No. 10 (36).
33. Buka-Vaivade K., Kirsanov M.N., Serdjuk D.O. Calculation of deformations of a cantilever frame planar truss model with an arbitrary number of panels. *Vestnik MGSU*. 2020. 15(4). Pp. 510–517.
34. Kirsanov M. N. Planar trusses. Schemes and calculation formulas: handbook. M.: INFRA-M, 2019. 238 p.
35. Kirsanov M. N., Zaborskaya N. V. Deformations of a periodic truss with a diagonal lattice. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. No. 3 (71). Pp. 61–67.
36. Kirsanov M. N. comparative analysis of the rigidity of two arch truss schemes. *Construction of unique buildings and structures*. 2015. No. 9 (36). Pp. 44–55.
37. Kirsanov M. N. Features of analytical calculation of spatial rod systems. *Construction mechanics and calculation of structures*. 2011. No. 5 (238). Pp. 11–15.

LOWER BOUND OF THE NATURAL OSCILLATION FREQUENCY OF THE FINK TRUSS

E. A. Petrichenko

National Research University "MPEI"

Moscow, Russia

Student, tel.: +7(916)766-76-63; e-mail: eliz.wetaa@gmail.com

In a planar statically determinate truss with a Fink-type cross-shaped grid, the loads are located at the nodes of the upper belt. The task is to find an analytical expression of the lower frequency of natural vibrations of the truss as a function of the number of panels, assuming that the masses of loads have only vertical movements, the hinges are ideal, and elastic rods of the same stiffness are not endowed with mass. The forces in the rods are found in a program compiled in the language of symbolic mathematics Maple, from the solution of a system of linear equations of equilibrium of truss nodes, which includes the reactions of supports. For the lower evaluation frequency method is used for Dunkerley. The rigidity of the truss is determined from the data of the compliance matrix obtained by the Maxwell – Mohr's formula. Individual solutions found for trusses with different numbers of panels are generalized to an arbitrary number of panels. The coefficients of the final formula are obtained from solving linear recurrent equations of the fourth order. The formula for frequency is polynomial in the number of panels.

Keyword: Fink truss, lower bound of frequency, Maple, induction, the number of panels, the method of Dunkerley

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ СЕЙСМИЧНОСТИ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА НА УСТОЙЧИВОСТЬ ЗДАНИЯ

Г. М. Журавлев¹, К. А. Шалынков²
Тульский государственный университет^{1, 2}
Россия, г. Тула

¹Д-р техн. наук, проф. кафедры «Строительство, строительные материалы и конструкции»; тел.: +7(953)-421-12-91; e-mail: zhg1948@yandex.ru

²Магистрант кафедры «Строительство, строительные материалы и конструкции»
тел.: +7(906)-621-85-86; e-mail: Kostya.konstantin.2568@mail.ru

Исследуется сейсмическая устойчивость зданий и сооружений каркасных монолитных железобетонных зданий. Анализируется влияние основных факторов на наиболее уязвимые в каркасных зданиях колонны нижних этажей, которые определяют устойчивость и фактическую несущую способность здания. Проведена по традиционной методике в САПР SCAD сборка расчетной пространственной модели 9-этажного каркасного монолитного железобетонного здания. Проведен численный расчет влияния сейсмичности площадки строительства на усилия в конструктивных элементах здания.

Ключевые слова: сейсмическая устойчивость, монолитных железобетонных зданий, колонны нижних этажей, сейсмичности площадки строительства.

Решение задачи исследования сейсмической устойчивости зданий и сооружений выполним на примере каркасных монолитных железобетонных зданий. Наиболее уязвимыми в каркасных зданиях являются колонны нижних этажей, поэтому устойчивость здания в целом будет определять фактическая несущая способность именно этих конструктивных элементов.

Рассмотрим, что именно влияет на напряженно-деформированное состояние колонн. В качестве оцениваемого параметра примем усилия в опорных колоннах здания (угловых, крайних и центральной). Учтем следующие факторы, влияющие на усилия в указанных конструктивных элементах: a – сейсмичность площадки строительства (7, 8, 9 баллов); $K_{ядро}(a)$ – наличие ядра жесткости при различной сейсмичности площадки строительства; b – этажность здания; c – соотношения горизонтальных габаритов здания (отношение длины к ширине $L/B = 1; 1,5; 2; 2,5$).

Для определения факторов выполним последовательно ряд расчетов конструкции здания на сейсмические воздействия при помощи САПР SCAD.

ИСХОДНЫЕ ДОПУЩЕНИЯ О КОНСТРУКТИВНОМ РЕШЕНИИ ЗДАНИЯ

При проектировании зданий и сооружений архитекторы и инженеры-конструкторы определяют конфигурацию сооружений в плане и по высоте. Принятая форма сооружения и его конструктивная схема связаны со способностью сооружения противостоять будущему землетрясению.

Многолетний опыт проектирования сейсмостойких зданий свидетельствует о том, что в наибольшей степени такому критерию отвечает свойство регулярности здания и конструктивного решения, которые включают:

- регулярность сооружения в план

- регулярность сооружения по высоте;
- регулярность применяемого конструктивного решения.

Критерии регулярности в плане можно определить следующим образом [1].

1. Распределение жесткости и масс здания или сооружения должно быть симметричным относительно двух ортогональных направлений в плане, соответствующих направлению сейсмического воздействия. При этом более нагруженные конструкции следует располагать ближе к центру зданий. Несимметричность расположения приведет к возникновению крутильных колебаний (рис. 1) и может стать причиной разрушения здания при землетрясении.

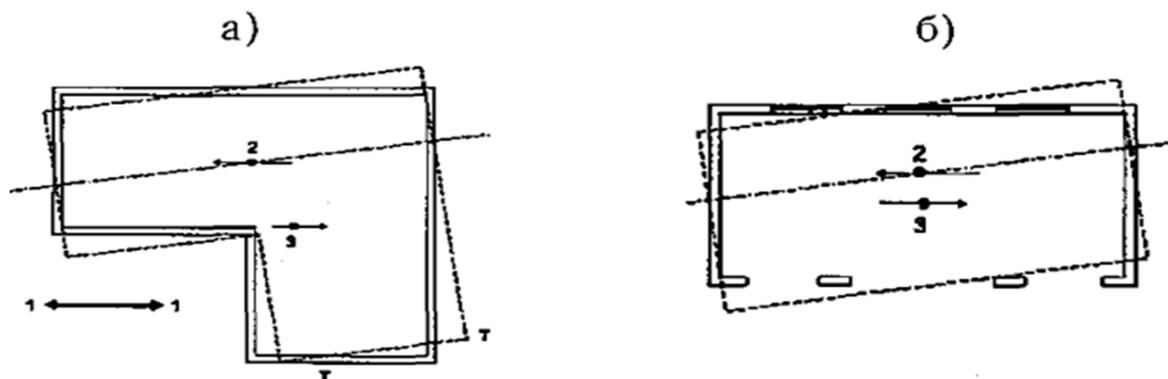


Рис. 1. Кручение здания в плане в случае несовпадения центра жесткости и масс:

а) здание «Г»-образной формы в плане; б) здание прямоугольное в плане, но с расположением центра жесткости и масс не на одной линии в продольном направлении; 1 — направление сейсмического воздействия; 2 — расположение центра жесткости здания; 3 — расположение центра масс здания

2. Конфигурация сооружения в плане должна быть оптимально компактна, т.е. она не должна включать элементы сооружения, формы которых представлены на рис. 2. («Т»-образные, «L»-образные, «U»-образные, крестообразные и другие). Общие площади выступающих частей здания или его врезанных частей не должны превышать 25 % от общей площади сооружения в плане по внешнему контуру (с учетом выступающих/врезанных элементов) в ортогональных направлениях.

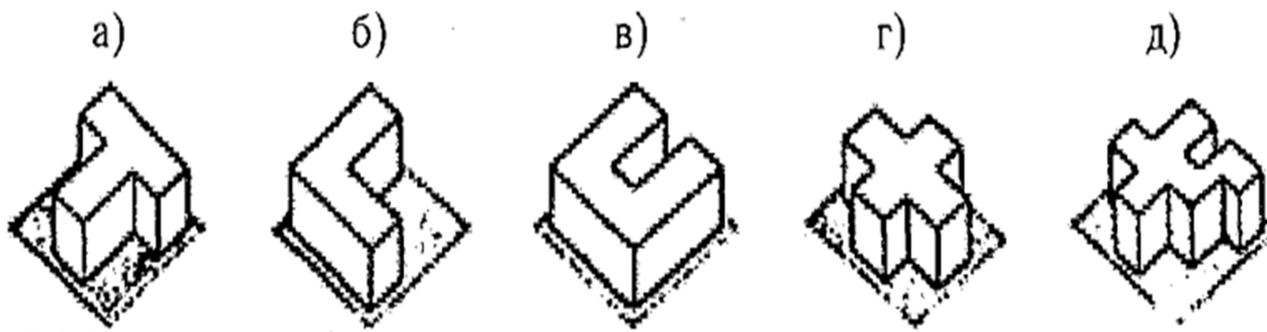


Рис. 2 Нерегулярные (не рекомендуемые при проектировании) формы в плане зданий и сооружений:

а) «Т»-образная; б) «L»-образная; в) «U»-образная; г) крестообразная; д) крестообразная с «L»-вставкой

Принцип обеспечения регулярности применяемых конструктивных решений зданий как в плане, так и по высоте является важным фактором обеспечения сейсмостойкости. Его нарушения, связанные с желанием применения новых архитектурных форм сооружения и размещения в нижних этажах зданий открытых пространств различного назначения, являются причиной многочисленных разрушений и жертв от землетрясений, происходящих в разных странах.

В практике сейсмостойкого строительства выработаны некоторые основные конструктивные принципы и рекомендации, соблюдение которых позволит избежать значительных материальных потерь и человеческих жертв во время землетрясения.

1. Форма здания или сооружений в плане должна быть простой и компактной, прямоугольной, близкой к квадратной или круглой и максимально симметричной в направлении координатных осей.

2. В тех случаях, когда применяются сложные архитектурно-планировочные формы сооружения, необходимо разделять здание в плане на всю его высоту на отдельные отсеки (блоки) простой конфигурации. При этом разделенные антисейсмическими швами конструктивные элементы не должны соударяться при колебаниях, вызванных землетрясением (рис. 3).

3. Конструктивные элементы здания должны быть надежно соединены с перекрытиями и несущими диафрагмами, образуя статически неопределимую пространственную систему, которая в свою очередь, должна быть соединена с фундаментами и основанием.

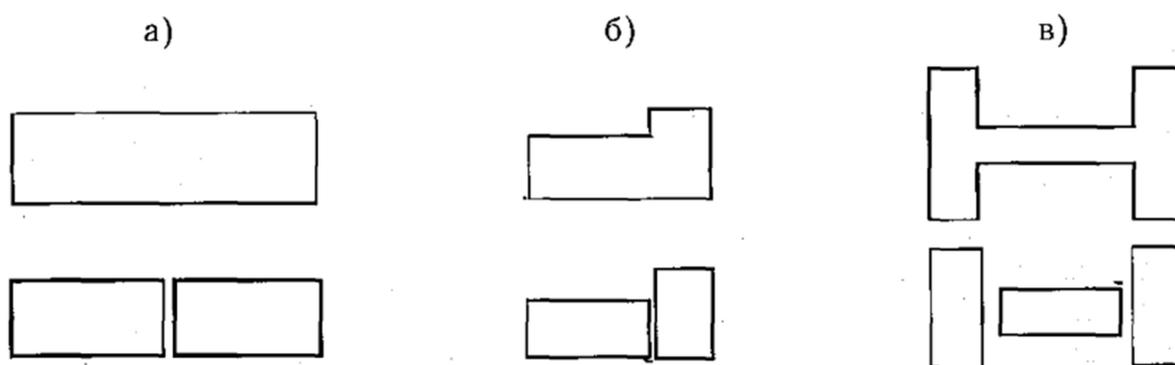


Рис. 3. Схема разделения сложных форм здания в плане на простые прямоугольные элементы с помощью антисейсмических швов:

а) длина здания «L» превышает допустимую длину здания «Lдоп»;

б) здание «L»-образной формы; в) здание «Н»-образной (двухтавровой) формы.

4. Конструкция фундамента должна надежно обеспечивать передачу вертикальных и горизонтальных нагрузок и воздействий на основание сооружения.

5. В конструктивном решении должно исключаться применение большиеразмерных консольных элементов. Колонны следует непосредственно связывать с конструкцией фундамента. Опираие колонн на распределительные балки не рекомендуется.

Ненесущие элементы заполнения каркаса рекомендуется конструировать таким образом, чтобы их частичное разрушение при сейсмических колебаниях способствовало повышению диссипации энергии и уменьшению эффекта сейсмического воздействия. При этом следует исключить отрицательное влияние таких допустимых повреждений на несущую способность основных конструкций и людей, находящихся внутри здания.

Учитывая все описанные выше рекомендации, примем следующее конструктивное решение каркасного железобетонного здания: размеры в осях 24х24 м; высота этажа – 3,3 м; сечение колонн – 400х400 мм; толщина перекрытия – 220 мм; толщина фундаментной плиты – 500 мм; толщина монолитных стен подвального этажа – 300 мм; толщина стен ядра жесткости (в случае наличия) – 200 мм; перекрытие – безбалочное, число надземных этажей – 5...20.

Для определения постоянных нагрузок зададим следующие конструктивные решения:

1. Состав пола типового этажа: выравнивающая стяжка толщиной 40 мм; средний вес кирпичных перегородок толщиной 120 мм; линолеум.
2. Состав пола подвала – выравнивающая стяжка толщиной 40 мм, покрытая обеспыливающим составом.

3. Конструкция кровли: пароизоляционная пленка – 1 слой; утеплитель из минераловатной изоляции толщиной 200 мм; гидроизоляционная мембрана.
 4. Состав наружных стен: парапет на кровле – кирпичная кладка толщиной 380 мм; стены типового этажа – оштукатуренный керамоблок Braer толщиной 510 мм.
- Учитывая описанные выше конструктивные решения, произведем сбор нагрузок.

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, УЧИТЫВАЕМЫЕ В РАСЧЕТЕ

Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. Будем рассматривать здания простой геометрической формы. Ввиду этого расчетные сейсмические нагрузки примем действующими горизонтально в направлении продольной (X) и поперечной (Y) осей здания.

Вертикальную сейсмическую нагрузку учитывать не будем ввиду принятых допущений по классу здания.

В соответствии с действующими нормами расчеты с учетом сейсмических воздействий произведем на нагрузки, представляющие статический эквивалент и динамические нагрузки, возникающие при сейсмических воздействиях.

Определение указанных выше величин можно выполнить в автоматизированном режиме при помощи САПР SCAD.

При расчетах примем следующие допущения: в качестве расчетных нагрузок и воздействий приняты данные о нагрузках и коэффициентах надежности, сведенные в таблице.

Таблица

Наименование нагрузки	Нормативное значение	Коэффициент надежности	Расчетное значение
1. Собственный вес железобетонных конструкций	2500 кг/м ³	1,1	2750 кг/м ³
2. Вес конструкции пола и равномерно-распределенная нагрузка от перегородок:			
- типового этажа	72+90+6=168 кг/м ²	1,2	201,6 кг/м ²
- подвального этажа	72 кг/м ²	1,2	86,4 кг/м ²
3. Вес конструкции кровли	0,2x150+10=40 кг/м ²	1,3	52 кг/м ²
4. Нагрузка от ограждающих конструкций на край плиты:			
- парапетная кладка на кровле	1800x0,38x0,6=410,4 кг/м	1,1	451,4 кг/м
- заполнение стен типового этажа	(425+30)x3=1365 кг/м	1,113	1519,2 кг/м
5. Временная нагрузка на перекрытие:			
- типового этажа	150 кг/м ²	1,3	195 кг/м ²
- подвального этажа	200 кг/м ²	1,2	240 кг/м ²
6. Снеговая нагрузка	126 кг/м ²	1,4	180 кг/м ²
7. Вес грунта:			
- на приливах фундамента	1650x3=4950 кг/м ²	1,15	5692 кг/м ²
- боковое давление	max1040 кг/м ²	1,15	1200 кг/м ²

Сейсмическое воздействие зададим в САПР SCAD при помощи стандартного функционала. При этом статические нагрузки переведем в массы с учетом коэффициентов пересчета по табл. 2 документа [2], определение собственных форм и частот выполним блочным методом Ланцоша [3 - 5]. Коэффициенты расчета примем согласно СП14.13330.2014.

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ЗДАНИЯ

Сборку расчетной модели здания произведем в САПР SCAD. Типы конечных элементов примем следующие: колонны – пространственный стержень, степени свободы – X, Y, Z, Ux, Uy, Uz; перекрытия, покрытие, фундаментная плита, стены фундамента и ядра жесткости – четырехугольный конечный элемент оболочки, степени свободы – X, Y, Z, Ux, Uy, Uz.

Жесткое основание учтем путем введения ограничений на линейное перемещение и поворот всех узлов фундаментной плиты.

Передачу нагрузки от стен заполнения проемов на плиты покрытия и перекрытия учтем при помощи ввода фиктивных стержней невысокой жесткости, неспособной повлиять на пространственную деформацию плиты. В нашем случае примем их сечением 50x50 мм.

Таким образом, получим пространственную модель 9-этажного каркасного монолитного железобетонного здания, изображенную на рис. 4.

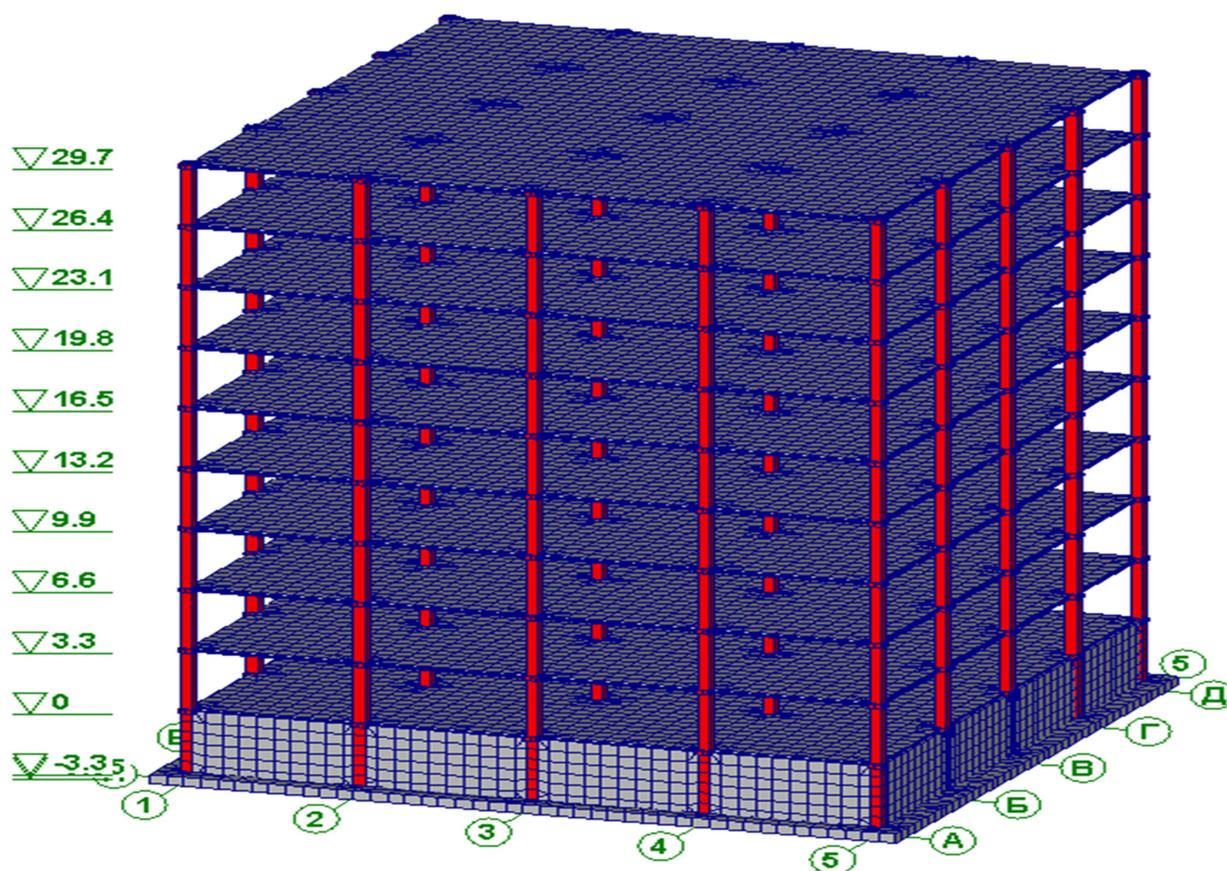


Рис. 4. Пространственная модель здания в САПР SCAD

Проведем численный расчет при помощи САПР SCAD. Направление сейсмического воздействия примем параллельно оси X влево. Эпюры усилий показаны на рис.5–6.



Рис. 5. Эпюры продольных усилий N (сейсмическое воздействие 7 баллов)

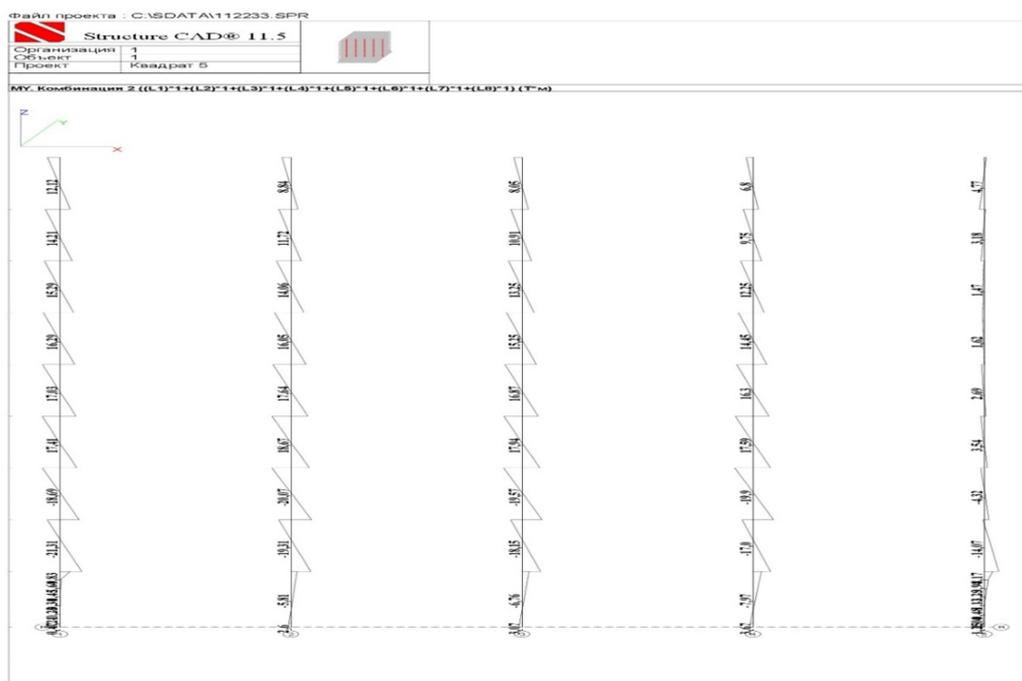


Рис. 6. Эпюры моментов Mu в колоннах (сейсмическое воздействие 7 баллов)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ СЕЙСМИЧНОСТИ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА НА УСИЛИЯ В КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ ЗДАНИЯ

Из рис. 5–6 видно, что наибольшие усилия в колоннах возникают в первом надземном этаже. Проследим изменения продольных усилий и опорных моментов в колоннах первого этажа здания при разной сейсмичности площадки строительства (7–9 баллов, рис. 7 - 12).

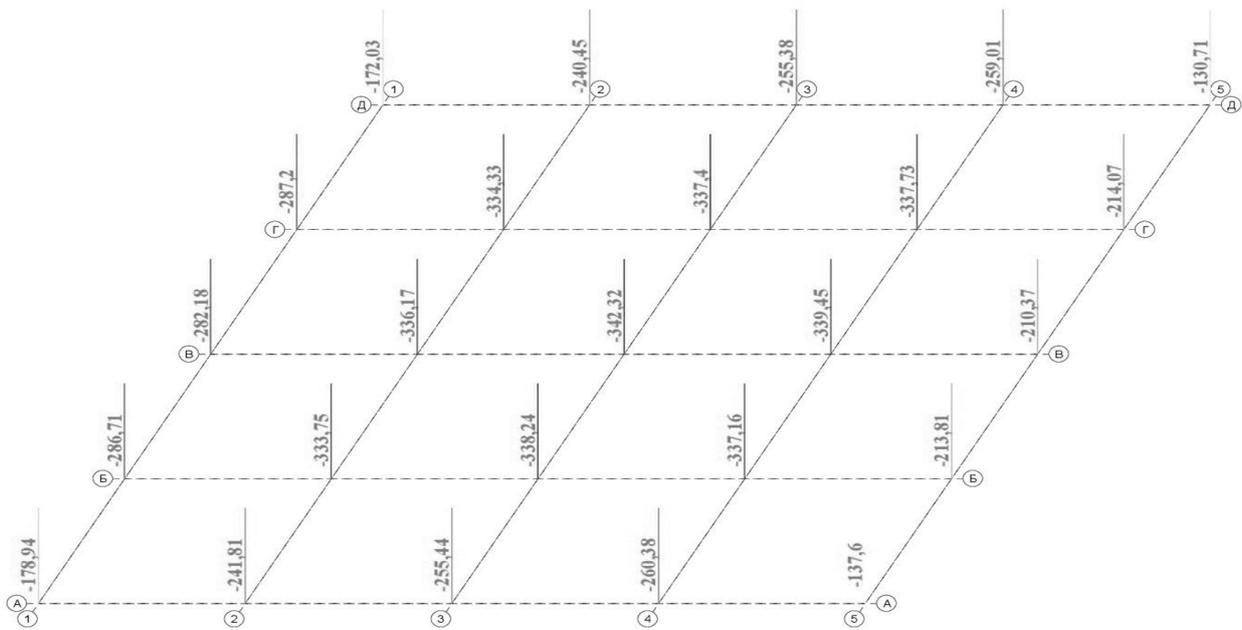


Рис. 7. Максимальные значения эпюр продольных усилий N для первого этажа (сейсмическое воздействие 7 баллов)

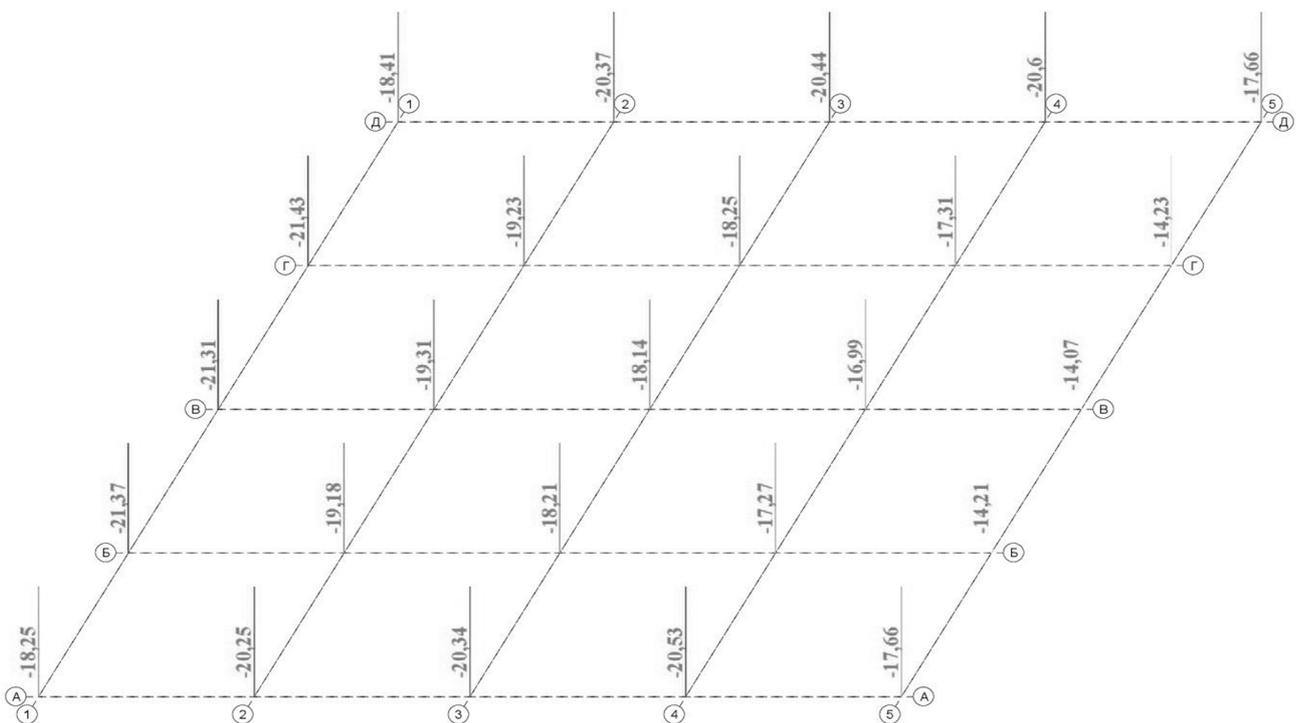


Рис. 8. Эпюры моментов Mu для первого этажа (сейсмическое воздействие 7 баллов)

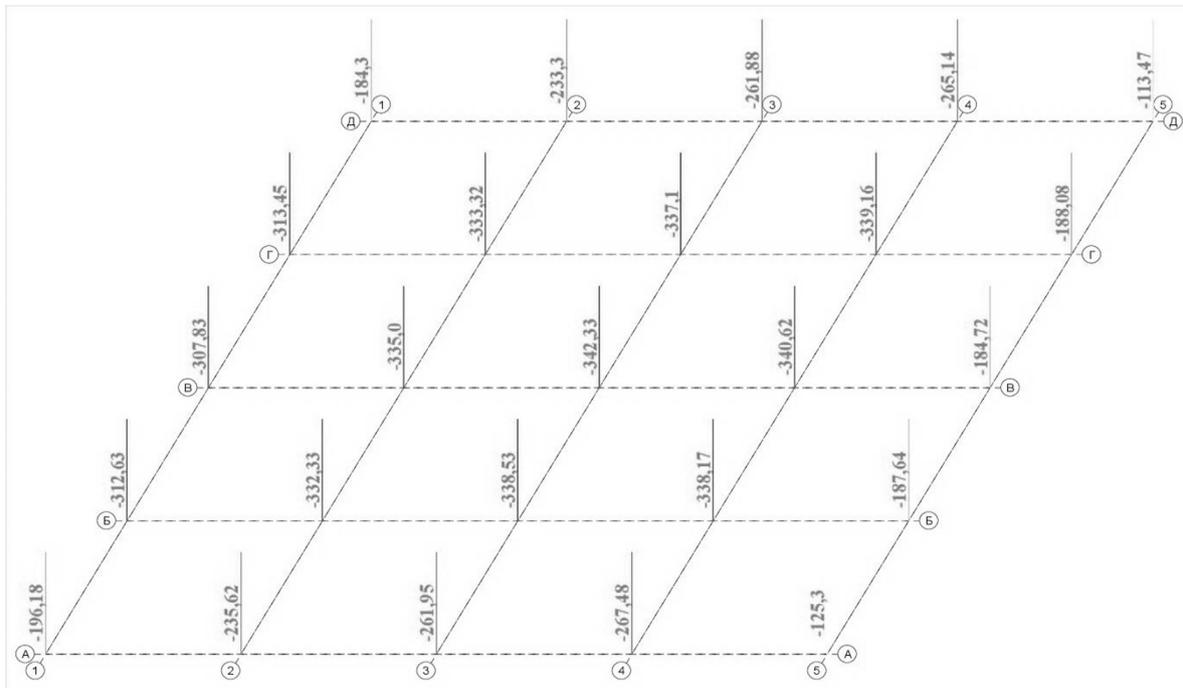


Рис. 9. Максимальные значения эпюр продольных усилий N для первого этажа (сейсмическое воздействие 8 баллов)

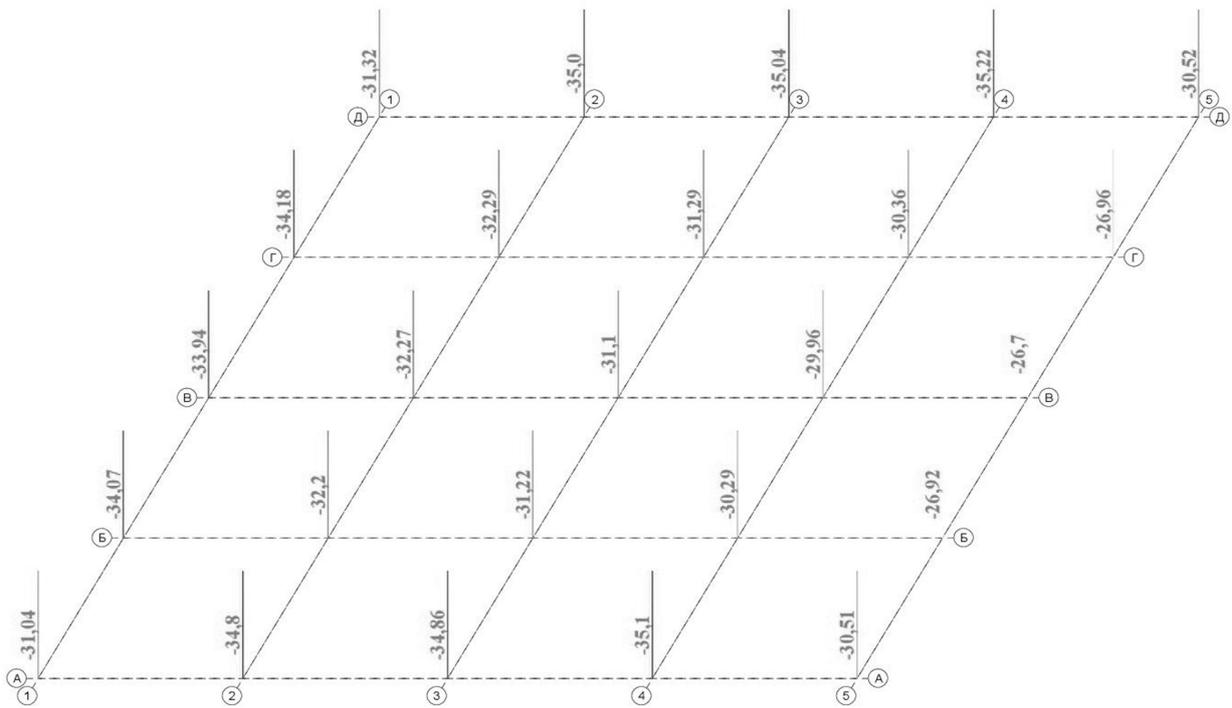


Рис. 10. Эпюры моментов Mu для первого этажа (сейсмическое воздействие 8 баллов)

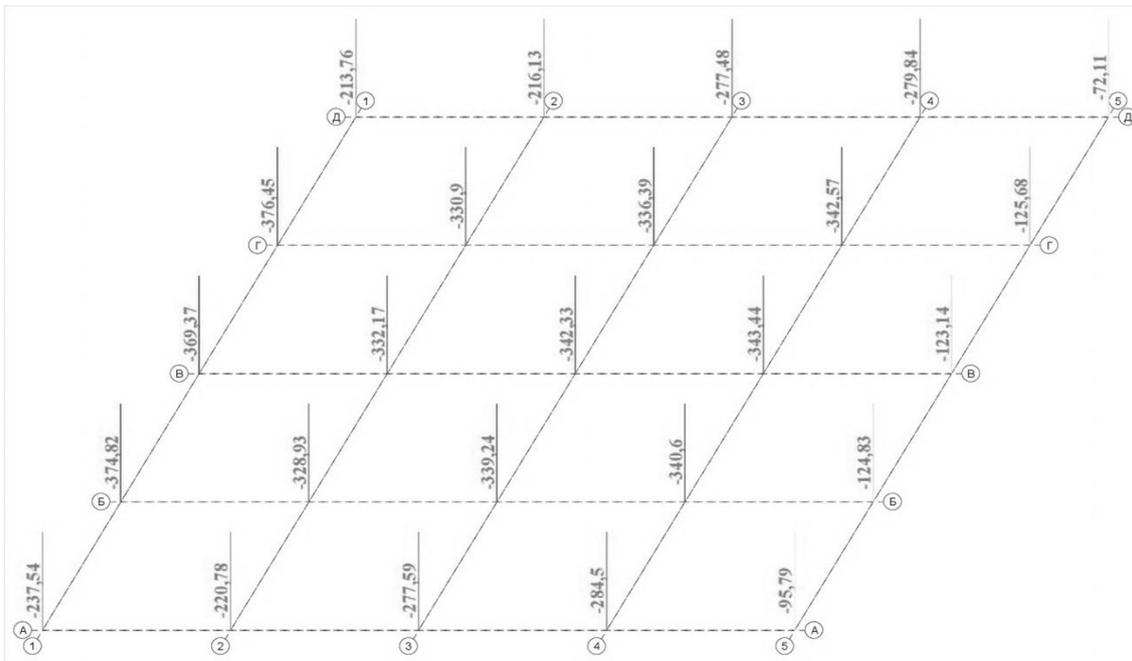


Рис. 11. Максимальные значения эпюр продольных усилий N для первого этажа (сейсмическое воздействие 9 баллов)

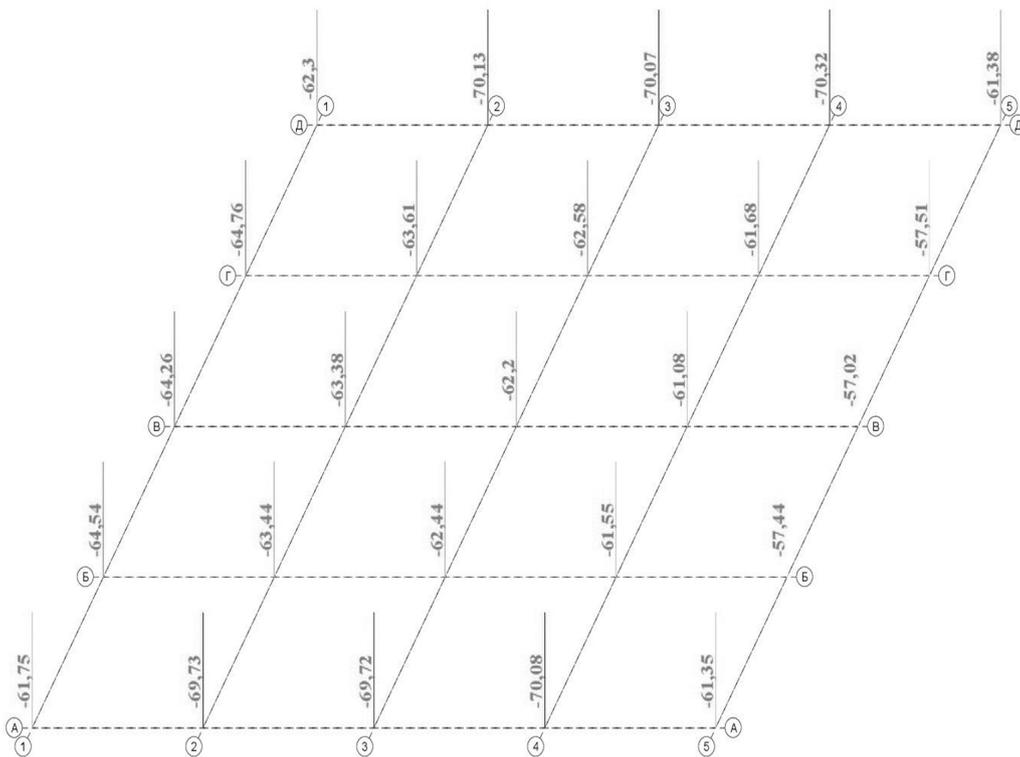


Рис. 12. Максимальные значения эпюр изгибающих моментов Mu для первого этажа (сейсмическое воздействие 9 баллов)

ВЫВОД

Как видно из рис. 7–12, увеличение сейсмичности площадки строительства для 9-этажного каркасного здания приводит к значительному увеличению усилий в колоннах в осях А, Д, 1, 5 при сохранении приблизительно равных величин усилий в средних колоннах в осях Б-Г/2-4.

Библиографический список

1. Немчинов, Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений: В двух частях. - Киев : [б.н.], 2008. 480 с.
2. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах (актуализированная редакция СНиП II-7-81*).- М., 2014.
3. Фиалко, С. Ю. Реализация в программном комплексе SCAD блочного метода Ланцоша со сдвигами применительно к сейсмическому анализу конструкций. *CADмастер*. 2007 г., №40/5.
4. Перельмутер, А. В. Прямые и итерационные методы решения большеразмерных конечно-элементных задач строительной механики/ А. В. Перельмутер, С. Ю. Фиалко // 24-26 сентября 2003 г. XX международная конференция "Математическое моделирование в механике сплошных сред. Методы граничных и конечных элементов". - СПб: [б.н.], 2003.
5. Фиалко, С. Ю. О решении обобщенной проблемы собственных значений [авт. книги]/ А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер// Расчетные модели сооружений и возможности их анализа.- Издание второе. -Киев : Сталь, 2002 - С. 570-597.

References

1. Nemchinov Yu.I. Seismic stability of buildings and structures. In two parts. Kiev, 2008. 480 p.
2. SP 14.13330.2014. Construction in seismic areas (updated version of SNIIP II-7-81*). 2014.
3. Fialko S.Yu. Implementation of the block Lanczos method with shifts in the SCAD software package in relation to seismic analysis of structures. Cadmaster, 2007. No. 40/5.
4. Perelmuter A.V. and Fialko S.Yu. Direct and iterative methods for solving large-scale finite element problems in construction mechanics. St.-Petersburg, September 24-26, 2003. XX international conference "Mathematical modeling in continuum mechanics. Boundary and finite element methods".
5. Fialko S.Yu. On solving the generalized eigenvalue problem. Design models of structures and their analysis capabilities. Ed. Perelmuter A.V. and Slivker V.I. Second edition. K.: Steel, 2002. Pp. 570-597.

INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF VARIOUS FACTORS ON THE SEISMIC STABILITY OF A BUILDING

G. M. Zhuravlev¹, K. A. Shalynkov²

Tula State University^{1,2}

Russia, Tula

¹ Dr. of Tech. Sciences, Professor, Head of the Department of Construction, Building Materials and Structures, Tel.: +7(953)4211291, e-mail: zhg1948@yandex.ru

² MA Student of the Department of Construction, Building Materials and Structures, Tel.: +7(906)6218586,
e-mail: Kostya.konstantin.2568@mail.ru

This article examines the seismic stability of buildings and structures of frame monolithic reinforced concrete buildings. The influence of the main factors on the columns of the lower floors, which are the most vulnerable in frame buildings, are analyzed, which determine the stability and actual bearing capacity of the building. carried out according to the traditional method in SAPR SCAD, the assembly of the computational spatial model of a 9 storeys frame monolithic reinforced concrete building. A numerical calculation of the influence of the seismicity of the construction site on the efforts in the structural elements of the building is carried out.

Keywords: seismic stability, monolithic reinforced concrete buildings, columns of lower floors, seismicity of the construction site.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.26

ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА ОПАСНОСТИ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ ВОДОПРОПУСКНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ТРУБЫ ИЗ ДЕФЕКТНЫХ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОД ВЫСОКОЙ НАСЫПЬЮ

В. С. Сафронов¹, И. В. Абрамов², А. В. Антипов³
Воронежский государственный технический университет^{1,2}
ООО «Дортранспроект»³
Россия, г. Воронеж

¹ Д-р техн. наук, проф., профессор кафедры строительной механики., тел.: +7 (473) 2715230
e-mail: vss22@mail.ru

² Магистрант кафедры строительной механики

³ Ведущий инженер

Описываются методика, алгоритм и программа количественной оценки вероятности разрушения смонтированной из дефектных и поврежденных звеньев железобетонной водопропускной трубы от совместного действия постоянных и временных нагрузок с учетом разброса прочностных характеристик материалов и действующих нагрузок

Приводятся результаты численных исследований зависимостей логарифмических показателей надежности в наиболее нагруженных сечениях поврежденной железобетонной водопропускной трубы от разброса прочностных характеристик рабочей арматуры и бетона для предельных состояний по изгибающему моменту.

Ключевые слова: Водопропускная труба под насыпью автодороги. Дефекты сборных элементов, Повреждения при завершении строительства. Вероятностные показатели надёжности и опасности функционирования по предельным состояниям прочности и трещинообразования.

Введение

Тематика разработки обоснованных методов оценки соответствия нормативным и проектным требованиям при строительстве и эксплуатации дорожных сооружений является актуальной, так как надежность дорожного полотна напрямую зависит от качественно разработанной и установленной водопропускной системы. Ошибки при монтаже систем водоотвода могут повлечь за собой разрушение дорожного полотна. В связи с этим возникает необходимость в оценке опасности повреждений, вызванных нарушениями при монтаже железобетонных конструкций дорожных сооружений.

При выявлении нарушений при строительстве или при заводском изготовлении сборных элементов обычно выполняется оценка их влияния по рекомендуемым в нормативных документах детерминированным алгоритмам, которые учитывают разброс параметров с помощью коэффициентов надежности по материалу и нагрузкам [1]. Такой подход имеет существенные недостатки, так как не учитывает действительные отклонения параметров материалов, конструктивных элементов и нагрузок на реальных объектах. Более обоснованные результаты можно получать с использованием вероятностных алгоритмов на основе теории надежности [2] и теории риска [3]. Такие алгоритмы успешно развиваются и используются в последние годы на основе применения расчетных схем метода конечного элемента [4].

© Сафронов В. С., Абрамов И. В., Антипов А. В., 2020

Примерами применения прямых вероятностных алгоритмов являются исследования мостовых сооружений на действие подвижных [5] и временных статических нагрузок [6], железобетонных изгибаемых и внецентренно сжатых конструкций [7-9]. Эти алгоритмы позволяют также получать расчетные риски катастрофических состояний [10-13].

1. Описание объекта исследования

Объектом исследования является новая водопропускная труба с внутренним отверстием 1,5 м с цилиндрическими железобетонными звеньями, построенная под высокой насыпью на км 150+000 автомобильной дороги М2 «Крым» (рис. 1).



Рис. 1. Входной оголовок порталного типа водопропускной трубы

После завершения строительства в большинстве смонтированных звеньев на внутренних поверхностях в нижней и верхней зонах образовались трещины, которые недопустимы с точки зрения обеспечения прочности и трещинообразования. Для оценки возможности введения в эксплуатацию построенной трубы выполнены исследования причин образования трещин и их влияния на эксплуатационные параметры.

Для оценки соответствия проектным параметрам расположения рабочей арматуры по толщине стенки выполнено вскрытие рабочей арматуры в имеющемся на строительной площадке типовом звене заводского изготовления. Общий вид вскрытой арматуры на натурном блоке представлен на рис. 2.

Натурные измерения привели к следующим выводам.

- Кольцевая рабочая арматура установлена в соответствии с проектом из стержней периодического профиля диаметром 10 мм. Шаг арматуры по длине звена колеблется от 55 до 75 мм, что несколько отличается от проектной величины, равной 63 мм.
- Продольная арматура звеньев выполнена из круглых стержней диаметром 6 мм в соответствии с проектом, однако шаг стержней, равный в натуре 61 см, существенно превышает проектную величину 23 см.
- Имеются существенные отклонения расположения арматурных сеток относительно внутренней и наружной поверхностей звеньев.



Рис. 2. Непроектное расположение кольцевой арматуры по толщине стенки звена трубы

- Расстояние от внутренней поверхности звена трубы до ближайшей рабочей кольцевой арматуры колеблется от 50 до 60 мм (рис. 2), что значительно превышает проектную величину, составляющую 23 мм в свету.
- Расстояние от наружной поверхности звена трубы до ближайшей рабочей кольцевой арматуры колеблется от 90 до 120 мм и значительно превышает предусмотренное проектом значение 23 мм в свету.

С целью определения повторяемости выявленных при вскрытии одного типового звена дефектов на всех смонтированных звеньях построенной водопропускной трубы выполнялись натурные измерения расстояний от внутренних поверхностей звеньев трубы до ближайших стержней кольцевой рабочей арматуры с помощью электронного арматуроскопа. При этом получено, что практически во всех смонтированных звеньях не выдержано проектное расположение рабочей кольцевой арматуры вблизи внутренних поверхностей трубчатых звеньев. Вместо установленного в типовом проекте расстояния 23 мм в свету от стержней кольцевой арматуры до внутренней поверхности оно находится в верхней и нижней зонах звеньев в диапазоне от 41 до 62 мм.

Для проведения расчетных оценок осуществлялся осмотр всех смонтированных звеньев водопропускной трубы (ВТ) с регистрацией мест расположения, направлений относительно продольной оси ВТ и толщин раскрытия трещин. По результатам измерений составлены схемы расположения трещин и ширины их раскрытия. Для наглядности некоторые из них приведены ниже на рис. 3 и 4.

По классификации действующего нормативного документа ОДМ 218.4.001-2008 эти повреждения относятся к категории неисправностей ДЗ и классифицируются как опасные дефекты, которые в значительной степени снижают основные транспортно-эксплуатационные показатели дорожного сооружения.

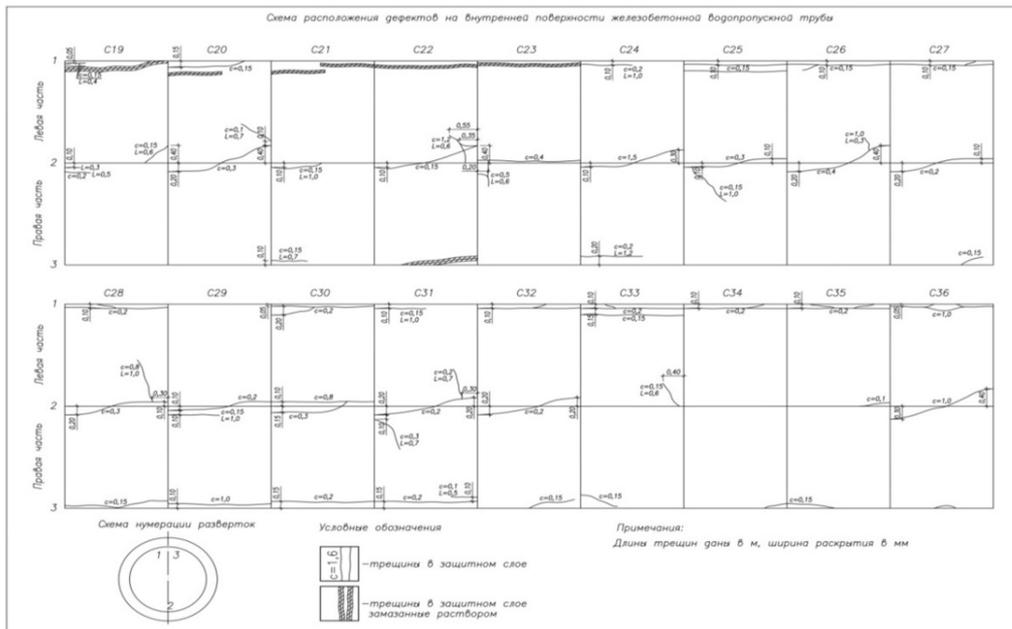


Рис. 3. Схема расположения дефектов на внутренней поверхности в звеньях C19-C36

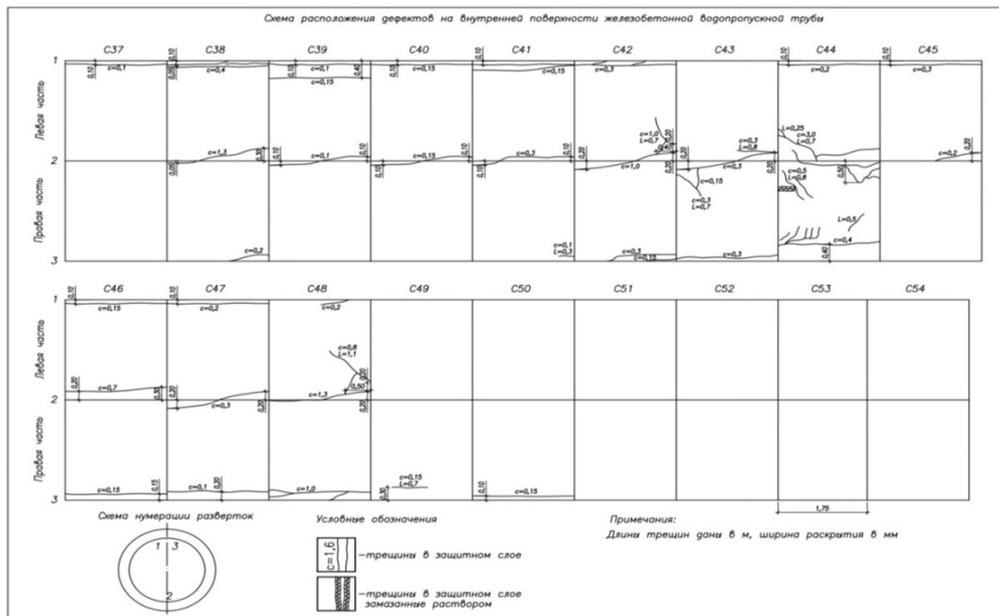


Рис. 4. Схема расположения дефектов на внутренней поверхности в звеньях C37-C54

На боковых сторонах звеньев трещины практически отсутствуют, так как с внутренней стороны в этих зонах находятся сжатые зоны и влияние непроеKTного заглубления арматуры не является значимым для образования и раскрытия трещин на внутренних поверхностях боковых граней. Однако для боковых граней дефект заглубления рабочей спиральной арматуры увеличивает вероятность образования трещин на наружных поверхностях звеньев. Учитывая, что расстояние от наружных поверхностей звеньев достигает 10-12 см параметры трещин прогнозируются более высокими, чем на внутренних поверхностях труб. Кроме того, на боковых гранях следует ожидать полных разрушений продольных сечений цилиндрических звеньев, так как без арматуры бетонные сечения обладают незначительной прочностью.

2. Методика определения параметров надежности несущих железобетонных элементов водопропускной трубы

2.1. Критерии для оценки. Выявление опасных сечений

В основу предлагаемой методики принимается сопоставление максимальных и предельных изгибающих моментов по прочности и трещинообразованию в характерных сечениях сборных железобетонных звеньев с учетом выявленных отклонений в расположении арматуры.

Расположение характерных сечений по периметру смонтированных звеньев для проведения вероятностных расчетов для упрощения осуществлялось по нормативной методике исходя из следующих допущений:

а) при оценке прочности:

- бетон растянутой зоны не сопротивляется;
- считается справедливой гипотеза плоских сечений;
- бетон сжатой зоны деформируется в соответствии с трехлинейной диаграммой;
- рабочая арматура представляется упругопластическим материалом

б) при оценке трещинообразования:

- бетон растянутой зоны не сопротивляется и усилия растяжения воспринимаются исключительно арматурой;
- бетон сжатой зоны деформируется по закону Гука;
- считается справедливой гипотеза плоских сечений;
- эпюра напряжений в сжатой зоне бетона имеет треугольный вид.

Результаты численных расчетов нагруженных сечений сборных железобетонных звеньев по прочности и трещинообразованию представлены в табл. 1.

В результате выполненных расчетов по проектным данным конструкции звеньев без отклонений рабочей арматуры по толщине стенок удовлетворяют условиям прочности и трещинообразованию как для сечений с положительным, так и с отрицательным изгибающим моментом.

Заметим, что расчетные продольные сечения с положительным изгибающим моментом в смонтированных звеньях находятся на вертикальной оси поперечного сечения. В этих сечениях растянутые волокна находятся на внутренней поверхности звеньев, где спиральная рабочая арматура расположена на глубине 60-65 мм. В продольных расчетных сечениях с отрицательным изгибающим моментом растянутые волокна находятся на наружных поверхностях звеньев. Эти характерные сечения расположены на горизонтальных осях поперечных сечений железобетонных звеньев. По данным натурных измерений в них спиральная рабочая арматура находится на глубине от 90 до 120 мм от наружной поверхности смонтированных элементов.

Сопоставление расчетных максимальных и предельных изгибающих моментов для характерных сечений смонтированных звеньев ВТ приведено в табл. 1. Из анализа приведенных данных видно, что при учете фактических параметров конструкции удовлетворяют условиям только при расчете на положительный изгибающий момент, а при расчете на отрицательный изгибающий момент прочность конструкции не обеспечивается

Сопоставление расчетных максимальных M_{\max} и предельных $M_{\text{пред}}$ изгибающих моментов для характерных сечений смонтированных звеньев ВТ

Расположение арматуры	Изгибающий момент, тс*м	Расчет на прочность на действие изгибающего момента:		Расчет на трещинообразование на действие изгибающего момента:	
		положительного	отрицательного	положительного	отрицательного
Проектное	$M_{\text{пред}}$	7,94		6,29	
	M_{\max}	7,22		5,58	
Фактическое	$M_{\text{пред}}$	9,14	3,80	6,173	2,391
	M_{\max}	7,22	7,22	5,58	5,58

На основании выполненных предварительно на детерминированной основе прочностных расчетов характерными будем считать волокна в сечениях с отрицательными изгибающими моментами, расположенные с внутренней стороны звеньев на вертикальном диаметре и с наружной стороны звеньев на горизонтальном диаметре трубчатого поперечного сечения.

2.2. Описание последовательности вычислений при оценке надежности и опасности функционирования по предельным состояниям прочности и трещинообразования

Расчет выполняется на совместное действие постоянных и действующих при эксплуатации дорожного сооружения временных нагрузок.

Сначала определяются из следующих выражений:

- математические ожидания составляющих максимального изгибающего момента в характерном изгибаемом сечении ВТ:

$$m_{M_i} = \frac{M_i}{\gamma_{f_i}}, \quad (1)$$

где M_i – максимальный изгибающий момент от i -й действующей нагрузки;
 γ_{f_i} – коэффициент надежности по нагрузке для i -й действующей нагрузки.

- математические ожидания суммарных изгибающих моментов в характерном сечении ВТ:

$$m_{M_{\max}} = \sum_{i=1}^3 m_{M_i}; \quad (2)$$

- среднеквадратические отклонения для i -й действующей нагрузки:

$$\sigma_{M_i} = m_{M_i} * v_i, \quad (3)$$

где v_i – коэффициент вариации для i -й действующей нагрузки, который определяется по формуле:

$$v_i = \frac{\gamma_{f_i} - 1}{1,64}; \quad (4)$$

- среднеквадратическое отклонение для суммарного изгибающего момента:

$$\sigma_{M_{\max}} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \sigma_{M_i}^2}. \quad (5)$$

В дальнейшем вычисляются статистические характеристики предельных изгибающих моментов в характерных продольных сечениях смонтированных звеньев водопропускной трубы из следующих формул:

- математические ожидания прочности бетона и арматуры:

$$m_{R_b(R_s)} = \frac{R_b(R_s)}{1 - 1,64 * \vartheta_b(\vartheta_s)}, \quad (6)$$

где R_s – расчетное сопротивление бетона (арматуры);

$\vartheta_b(\vartheta_s)$ – коэффициент вариации бетона (арматуры).

- математические ожидания предельных изгибающих моментов по прочности или трещинообразованию в продольных характерных сечениях звеньев определяются на основе деформационных расчетов с использованием описанных выше расчетных положений с помощью многократных расчетов по алгоритму статистических испытаний.

На заключительном этапе вероятностных расчетов определяются количественные показатели надежности в характерных продольных сечениях смонтированных звеньев ВТ. Прежде всего к ним относится характеристика безопасности, вычисляемая из известного выражения [2]:

:

$$\beta = \frac{m_{M_{пред}} - m_{M_{max}}}{\sqrt{\sigma_{M_{пред}}^2 + \sigma_{M_{max}}^2}}. \quad (7)$$

Заметим, что при наличии резервов прочности или трещинообразования характеристика безопасности несущей строительной конструкции является положительной величиной. С её увеличением возрастает надежность и уменьшается вероятность отказа. В случае отсутствия резерва прочности величина β становится отрицательной, что характеризует степень опасности разрушения или появления недопустимых трещин. Поэтому при отрицательных значениях показатель β будем называть **характеристикой опасности**.

Используя вычисленное значение характеристики безопасности, можно определить вероятность отказа по классической формуле:

$$Q = 0,5 - \Phi(\beta), \quad (8)$$

где $\Phi(\beta)$ – функция Лапласа, вычисляемая численным интегрированием:

$$\Phi(\beta) = \frac{1}{\sqrt{2 * \pi}} \int_0^\beta e^{-\frac{x^2}{2}} dx. \quad (9)$$

Далее оценивается надежность как вероятность безотказного функционирования характерного сечения водопропускной трубы следующим образом:

$$H = 1 - Q, \quad (10)$$

а также логарифмический показатель надежности:

$$\rho = -\lg(1/H). \quad (11)$$

При отсутствии резервов прочности или трещинообразования расчетные показатели надежности конструкции заменяются на следующие параметры **опасности возникновения предельных состояний конструкции**, вычисляемые с помощью аналогичных вышеприведенным формулам:

1. Вероятность реализации отказа, которая оценивается близким к единице числом :

$$Q = 0,5 + \Phi(-\beta); \quad (12)$$

2. Предельно низкая вероятность безотказной эксплуатации:

$$H = 1 - Q; \quad (13)$$

3. Логарифмический показатель опасности предельного состояния:

$$\rho = -\lg\left(\frac{1}{H}\right), \quad (14)$$

который описывается отрицательным числом, модуль которого характеризует степень опасности.

2.3. Численные исследования зависимости показателей надежности и опасности функционирования смонтированных несущих элементов водопропускной трубы

Предложенную методику определения параметров надежности смонтированных железобетонных звеньев используем для изучения влияния обнаруженных дефектов смонтированных звеньев на логарифмические показатели надежности и опасности функционирования дорожного сооружения.

В численных расчетах учтены имеющиеся отклонения в расположении по толщине стенок рабочей арматуры. Они считаются заданными по измеренными в натуре. Ниже приводятся результаты вероятностных расчетов для выявленных характерных сечений дефектных звеньев по прочности и трещинообразованию. В соответствии с приведенными выше данными детерминированных расчетов опасные сечения сборных звеньев располагаются в верхних и нижних зонах вблизи вертикального диаметра и в боковых зонах вблизи горизонтального диаметра поперечного трубчатого сечения. Дефекты размещения рабочей арматуры в стенках приводят к необходимости расчетов в этих сечениях для положительных изгибающих моментов, которые вызывают растягивающие напряжения на внутренних волокнах трубы, и отрицательных моментов, приводящих к появлению трещин на наружных волокнах. Прочностные показатели материалов и действующие нагрузки принимались в расчетах по проектным данным и действующему нормативному документу [1].

Результаты вероятностных расчетов на действие положительных изгибающих моментов для рекомендуемых нормативными документами коэффициентов вариации прочности бетона и арматуры $v_b = 0,135$, $v_s = 0,08$ приведены в табл. 2, а на действие отрицательных изгибающих моментов – в табл. 3. Сопоставление приведенных в табл. 2 и табл. 3 расчетных параметров приводит к выводу, что при положительных изгибающих моментах надежность конструкции даже при дефектном расположении арматуры обеспечивается. Воздействие отрицательных изгибающих моментов вызывает высокую вероятность отказа.

Таблица 2

Показатели надежности построенной водопропускной трубы при эксплуатации на действие положительного изгибающего момента

Вид предельного состояния	Максимальные изгибающие моменты		Предельные изгибающие моменты		Показатели надежности		
	средние	стандарты	средние	стандарты	β	H	ρ
1. Прочность	6,38	0,510	10,52	0,842	4,203	0,999867	4,876
2. Трещинообразование	4,933	0,394	7,105	0,568	3,138	0,999149	3,07

По аналогичной методике также выполнялись вероятностные расчеты для различных коэффициентов вариации прочности арматуры в диапазоне от $v_s = 0,05$ до $v_s = 0,13$. Эти данные представлены в виде графиков зависимости логарифмических показателей на рис. 5

для положительных изгибающих моментов и на рис. 6 для отрицательных изгибающих моментов

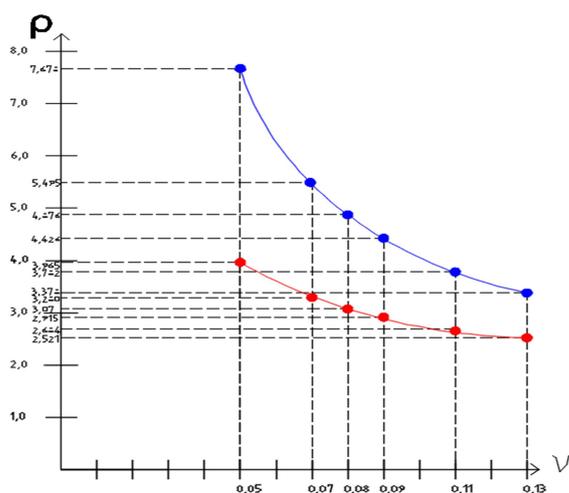


Рис. 5. Графики зависимости логарифмических показателей надежности по прочности (синяя линия) и трещинообразованию (красная линия) нагруженных положительными изгибающими моментами продольных сечений звеньев ВТ от разброса прочности арматуры

Таблица 3

Показатели опасности отказа построенной водопропускной трубы при эксплуатации на действие отрицательного изгибающего момента

Вид предельного состояния	Максимальные изгибающие моменты		Предельные изгибающие моменты		Показатели надежности		
	средние	стандарты	средние	стандарты	β	N	ρ
1. Прочность	6,38	0,510	4,374	0,350	-3,245	$5,8 \times 10^{-4}$	-3,23
2. Трещинообразование	4,933	0,394	2,752	0,220	-4,824	$6,9 \times 10^{-7}$	-6,16

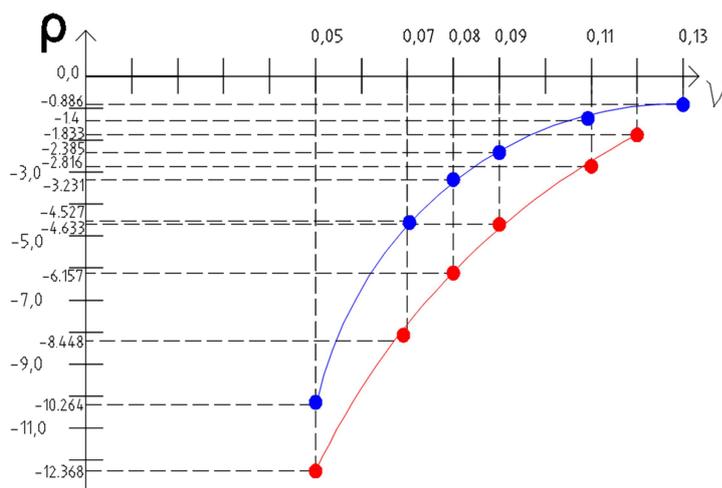


Рис. 6. Графики зависимости логарифмических показателей опасности отказа по прочности (синяя линия) и трещинообразованию (красная линия) нагруженных положительными изгибающими моментами продольных сечений звеньев ВТ от разброса прочности арматуры

Результаты численных расчетов нагруженных сечений сборных железобетонных звеньев с использованием вероятностной методики по прочности и трещинообразованию характерных сечений приводят к следующим выводам:

Подтверждаются полученные с использованием нормативной методики заключения, что проектные данные конструкции звеньев без отклонений рабочей арматуры по толщине

стенок имеют достаточные характеристики по прочности и трещинообразованию как для сечений с положительным, так и с отрицательным изгибающим моментом.

При наличии у смонтированных в строящейся ВТ звеньев заводских дефектов вследствие непроектного расположения рабочей арматуры по толщине стенок надежность является сниженной по сравнению с проектными показателями. Для сечений с положительными изгибающими моментами это снижение может быть допущено как по критерию прочности, так и по критерию трещинообразования. Для расположенных на горизонтальных диаметрах смонтированных звеньев продольных сечениях с отрицательными изгибающими моментами снижение несущей способности достигает недопустимых значений и является опасным не только по образованию критических трещин, но и по прочности несущих звеньев ВТ.

Исследования влияния разброса прочностных характеристик арматуры на несущую способность сборных железобетонных звеньев показали, что при уменьшении коэффициента вариации арматуры надежность дорожного сооружения даже с небольшими резервами несущей способности повышается. При превышении действующими средними нагрузками математических ожиданий предельных усилий снижение разброса прочности арматуры ведет к увеличению опасности возникновения катастрофического состояния дорожного сооружения.

Выводы

- Выполнен комплекс расчетов по определению несущей способности смонтированной из дефектных звеньев заводского изготовления водопропускной трубы от действия нагрузок на стадии эксплуатации.

- Разработаны методики для вероятностного расчета показателей надежности или опасности возникновения отказа несущих железобетонных звеньев по прочности и трещинообразованию ВТ.

- Предложенные методики реализованы в виде вычислительных программ в математическом комплексе Mathcad и апробированы для определения вероятности возникновения предельного состояния в характерных сечениях заводских несущих элементов ВТ с отклонениями расположения рабочей арматуры по толщине стенок.

- Доказана применимость разработанной методики и вычислительной программы для оценки влияния непроектного расположения арматуры и разброса прочностных характеристик арматуры на вероятностные показатели и эксплуатационные показатели строящегося дорожного сооружения.

- Построены графики изменения логарифмических показателей надежности и отказа сборных железобетонных несущих звеньев водопропускной трубы по прочности и трещинообразованию в зависимости от величины коэффициентов вариации прочностных характеристик рабочей арматуры.

- Выполненные исследования позволили получить обоснованные проектные решения для завершения строительства незаконченного дорожного сооружения. В частности, опасность возникновения аварийного состояния из-за недопустимых отклонений в расположении рабочей арматуры по толщине стенок звеньев привела к необходимости перестройки водопропускной трубы.

Библиографический список

1. ГОСТ 32960-2014 «Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения». Разработан ОАО ЦНИИС, МТК 418 "Дорожное хозяйство". – М.: Стандартинформ, 2016. – 8 с.
2. Райзер, В. Д. Теория надежности сооружений. – М.: АСВ, 2010. – 252 с.
3. Сеницын, А. П. Расчет конструкций на основе теории риска/ А. П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1985. – 304 с.
4. Городецкий, А. С. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений/ А. С. Городецкий, В. И. Заворицкий, А. И. Лантух-Лященко, А. О. Рассказов. – М.: Транспорт, 1981.–143 с.
5. Барченков, А. Г. Применение корреляционной теории для динамического расчета мостов/ А. Г. Барченков, А. Н. Котуков, В. С. Сафронов // Строительная механика и расчет сооружений . – 1970. –№4. – С. 43-48.
6. Сафронов, В. С. Влияние деформационных характеристик песчаной засыпки на напряженно-деформированное состояние грунтозасыпных мостов/ В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Строительная механика и конструкции. – 2010. –№1(1). – С.18-22.
7. Сафронов, В. С. Расчет несущей способности внецентренно сжатого стержня из железобетона с использованием деформационной модели/ В. С. Сафронов, А. Л. Катембо// Строительная механика и конструкции. – 2016. –№1(12). – С.64-74.
8. Сафронов, В. С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в сечениях изгибаемых железобетонных балок/ Сафронов В.С., Д.Х. Нгуен// Научный вестник Воронежского архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура . – 2010. – №1(17). – С.157-166.
9. Сафронов, В. С. Оценка риска разрушения нормальных сечений железобетонных балок произвольной формы/ В. С. Сафронов, Д. И. Доманов // Строительная механика и конструкции. – 2011. –№1(2). – С.46-51.
10. Сафронов, В. С., Деформационный расчет составных изгибаемых железобетонных стержневых элементов/ В. С. Сафронов, А. В. Черников// Строительная механика и конструкции. -2018.Т.3, № 18.- С. 81-92.
11. Сафронов, В. С. Оценка влияния косины пролетных строений железобетонных мостов на риск разрушения нормальных сечений балок с ненапрягаемым армированием от изгибающего момента /В. С. Сафронов, Д. И. Доманов // Строительная механика и конструкции. -2012. Т.1 (4).- С. 85-91.
12. Сафронов, В. С. Прочностной анализ несущих конструкций висячего трубопровода через реку Ока в г. Орле/ В. С. Сафронов, Ю. А. Суханова //Строительная механика и конструкции. 2010. Т. 1. № 1. С. 61-66.
13. Сафронов, В. С. Современные конечно-элементные модели балочных бездиафрагменных пролетных строений автодорожных мостов/ В. С. Сафронов, А. В. Антипов// Строительная механика и конструкции. -2013. -№ 1. -С. 92-101.

References

1. Federal Standard 32960-2014 “Automobile roads for general use. Standard loads, design loading schemes.” М.: Standartinform, 2016. 8 p.
2. Raiser V.D. The theory of reliability of structures. М.: DIA, 2010. 252 p.
3. Sinitsyn A.P. Structural analysis based on risk theory. М.: Stroyizdat, 1985. 304 p.
4. Gorodetsky A.S., Zavoritsky V.I., Lantukh-Lyashchenko A.I., Rasskazov A.O. Finite element method in the design of transport structures. М.: Transport, 1981. 143 p.
5. Barchenkov A.G., Kotukov A.N., Safronov V.S. Application of the correlation theory for dynamic calculation of bridges. Structural mechanics and calculation of structures. No. 4. 1970. Pp. 43-48.

6. Safronov V.S., Zazvonov V.V. Influence of deformation characteristics of sand filling on the stress-strain state of soil filling bridges. *Structural mechanics and constructions*. No. 1(1). 2010. Pp. 18-22.
7. Safronov V.S., Katembo A.L. Calculation of the bearing capacity of an eccentrically compressed reinforced concrete bar using a deformation model. *Structural mechanics and constructions*. No. 1(12). 2016. Pp. 64-74.
8. Safronov V.S., Nguyen D.Kh. Probabilistic assessment of the risk of occurrence of limiting states in the sections of flexible reinforced concrete beams. *Scientific Bulletin of the Voronezh University of Architecture and Civil Engineering. Construction and architecture*. No. 1(17). 2010. Pp. 157-166.
9. Safronov V.S., Domanov D.I. Assessment of the risk of destruction of normal sections of reinforced concrete beams of arbitrary shape. *Structural mechanics and constructions*. No. 1(2). 2011. Pp. 46-51.
10. Safronov V.S., Chernikov A.V. Deformation calculation of composite bending reinforced concrete core elements. *Structural mechanics and constructions*. No. 3(18). 2018. Pp. 81-92.
11. Safronov V.S., Domanov D.I. Assessment of the effect of obliquity of span structures of reinforced concrete bridges on the risk of destruction of normal sections of beams with non-stressed reinforcement from a bending moment. *Structural mechanics and constructions*. No. 1(4). 2012. Pp. 85-91.
12. Safronov V.S., Sukhanova Yu.A. Strength analysis of supporting structures of the hanging pipeline across the Oka river in the town of Orel. *Structural mechanics and constructions*. No. 1(1). 2010. Pp. 61-66.
13. Safronov V.S., Antipov A.V. Modern finite element models of beam bridges without road diaphragm structures of road bridges. *Structural mechanics and constructions*. No. 1. 2013. Pp. 92-101.

PROBABLE HAZARD FUNCTIONING ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE CULVERT FROM DEFECTIVE ASSEMBLE ELEMENTS UNDER HIGH EMBANKMENT

V. S. Safronov¹, I. V. Abramov², A. V. Antipov³

Voronezh State Technical University^{-1,2}
Dortransproekt L.L.C.³
Russia, Voronezh

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

²MA Student of the Department of Structural Mechanics

³Senior Engineer

The method, algorithm and program for quantitative assessment of the probability of destruction of a reinforced concrete culvert from defective and damaged links from the combined action of permanent and temporary loads taking into account the spread of strength characteristics of materials and acting loads are described.

The results of numerical studies of the dependences of the logarithmic indicators of reliability in the most loaded sections of a damaged reinforced concrete culvert from the scatter of strength characteristics of working reinforcement and concrete for ultimate states by bending moment are presented.

Keywords: A culvert under the road embankment. Defects in prefabricated elements. Damage during construction completion. Probability indicators of reliability and danger of functioning according to ultimate states of strength and cracking.

УДК 624.074.24

МАЛЫЙ СТАЛЬНОЙ СФЕРИЧЕСКИЙ КУПОЛ С РЕШЕТКОЙ ИЗ ШЕСТИГРАННИКОВ

Д. Н. Кузнецов¹

Воронежский государственный технический университет¹
Россия, г. Воронеж

¹ Ст. преподаватель кафедры металлических и деревянных конструкций

Тел.: +7(910)3468912, e-mail: kuznecov82@bk.ru

Проектирование покрытия имеющего сферическую поверхность с решеткой в виде вписанных многогранников, является сложной технической задачей. Компоновка основных геометрических параметров, определение внутренних силовых факторов, подбор сечений и конструирование, представляют интерес для разработки оптимальной методики проектирования сетчатого купола.

В работе рассмотрена последовательность образования формы сетчатого стального купола, с заданными геометрическими параметрами: диаметр опорного кольца 11,5 м, высота стрелы подъема 2,4 м, тип решетки в виде вписанных шестигранников. Для автоматизации процесса проектирования на стадии создания конструктивной формы купола, применялись технологии информационного моделирования. Значения внутренних усилий в элементах каркаса купола определены в вычислительном комплексе SCAD Office, расчетным аппаратом которого является метод конечных элементов. Представлен общий анализ результатов статического расчета. Приводятся конструктивные решения по уменьшению деформаций элементов каркаса стального купола. Показаны основные узлы примыкания элементов. Сформулированы рекомендации по проектированию сферических куполов малых размеров с решеткой из шестигранников.

Ключевые слова: стальной сферический купол, сетчатый купол, решетка из шестигранников, информационное моделирование, расчет купола, опорное кольцо.

Введение

Купольная конструкция является экономичной конструктивной формой покрытия и одновременно обладает высоким уровнем архитектурной выразительности. Купольные конструкции в виде сферической поверхности вращения венчают объекты, являющиеся символами государственности таких развитых стран, как США и ФРГ: Белый дом (США), здание Рейхстага (ФРГ). Здания, имеющие покрытие в виде сферического купола часто являются знаковыми, и их проектирование - это особая честь, но и большая ответственность для конструктора. Значительный вклад в развитие теории конструктивных форм, методов расчета и прочности конструкций купольного типа принадлежит советским ученым [1-5]. И в настоящее время выходят в свет труды, посвященные вопросам построения геометрической формы и расчета купольных конструкций [6, 7]. Указанные работы содержат теоретические положения, связанные с особенностями построения поверхности сетчатых куполов в среде AutoCAD. Система автоматизированного проектирования и черчения AutoCAD позволяет точно решить геометрическую задачу по построению поверхности сферического купола. Но программная среда AutoCAD не реализует возможности параметрического трехмерного моделирования. Указанная особенность работы программы означает, что в случае изменения геометрических параметров конструкции решение графической задачи выполняется заново. Проектирование сложных пространственных конструкций неизбежно связано с множеством итераций при формировании оптимальной геометрии конструктивной формы купола. Программные комплексы, реализующие принципы информационного моделирования зданий -

Building Information Modeling (BIM) - представляют возможности двухсторонней ассоциативной связи отдельных параметров с 3D-моделями. Данная связь позволяет переназначать параметры решетки купола и получать автоматизированную корректировку геометрии всей модели.

В 2018 году при разработке проекта на строительство административного корпуса в составе «Комплекс зданий и сооружений по выпуску Метеоракет в Каширском районе, Воронежской области» у специалистов Воронежского государственного технического университета (ВГТУ) возникла необходимость подготовки проектной документации на покрытие в виде малого сферического купола. Согласно архитектурным решениям стальной купол венчает одноэтажный административный корпус и служит конструкцией покрытия для холла-вестибюля (рис. 1). Низ опорного кольца купола расположен на относительной отметке +5,100 м, верх конструкций купола указан в архитектурных решениях (рис. 2) на отметке +7,500 м, сферический стальной купол имеет опорное кольцо диаметром 11,5 м. Диаметр сферы, в которую вписан купол, - 16 м. Заказчиком задан тип решетки в виде шестигранников.

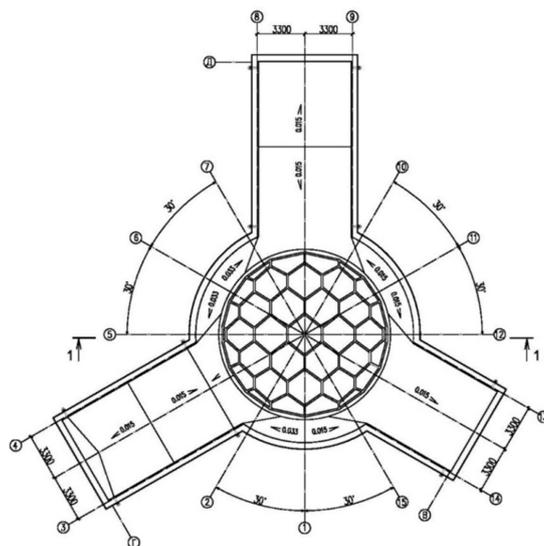


Рис. 1. План кровли административного корпуса

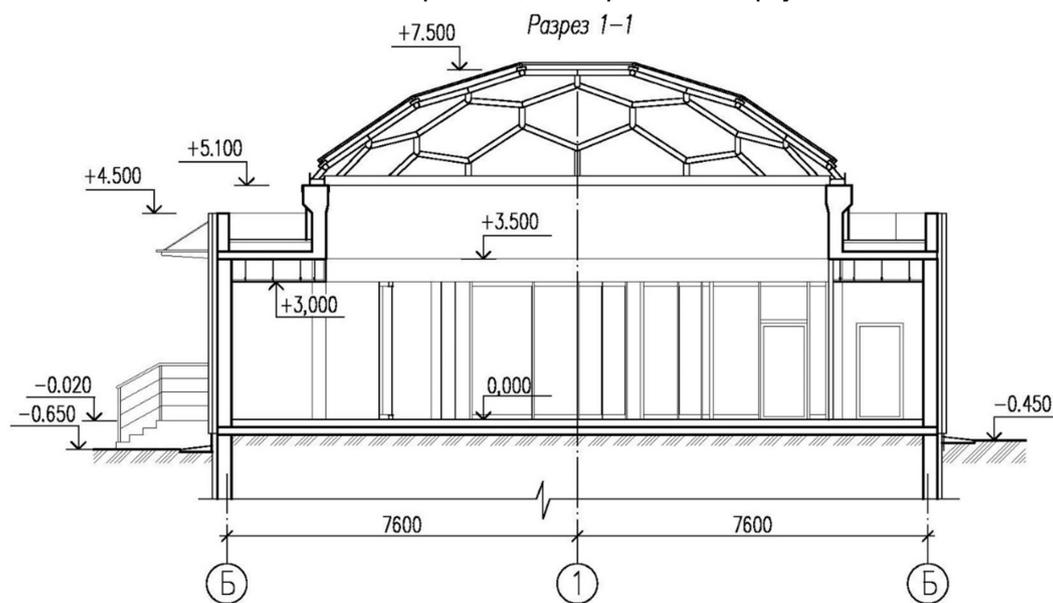


Рис. 2. Разрез 1-1, к плану кровли

1. Метод построения конструктивной формы купола

Особенности компоновки основных геометрических параметров решетки купольных конструкций подробно описаны в работах ряда ученых [5 – 8]. Геометрические размеры шестигранников решетки каркаса купола влияют на многие конструктивные параметры: углы примыкания элементов в узлах, симметрия, размеры неполных контуров шестигранников, примыкающих к опорному кольцу, характеристики ограждающих конструкций (в данном проекте ETFE пленка) и прочие. Было задано геометрическое условие, что геометрический центр верхнего шестигранника должен располагаться в точке полюса части сферы, образующей купол. Для выполнения указанных требований необходимо несколько итераций трудоемких геометрических построений.

При создании конструктивной формы купола применялся программный комплекс Revit, реализующий возможности BIM-моделирования. Создано «Семейство» - данный тип файла программы Revit подразумевает модель конструкции или модель части строительной конструкции, которую возможно загружать в проекты [9 – 12]. В файле семейства создана сфера диаметром 16 м и опорная плоскость на 2,4 м ниже верхнего полюса исходной сферы. Привязка опорной плоскости точно совпадает с плоскостью опорного кольца моделируемого купола. Далее отсечена часть сферы ниже опорной плоскости, а оставшаяся часть представляет из себя «геометрическую заготовку», образующую купол (рис. 3, а). Нужно отметить, что программа Revit сохраняет геометрическую связь с отсеченной частью исходной сферы подобно тому, как часть окружности, выполненная в среде AutoCAD, сохраняет геометрическую привязку к исходной окружности, в случае удаления «лишних» участков дуги.

На следующем этапе моделирования, выбран тип разбиения поверхности [13] и назначена сетка в виде шестигранников. Вписывая шестигранники в исходную часть сферы, программа Revit автоматизированно корректирует геометрию шестигранников. Далее выполнена серия итераций по изменению геометрии шестигранников решетки купола с применением встроенных инструментов - настроек. Таким образом, была построена геометрия купола с шестиугольной решеткой (рис. 3, б).

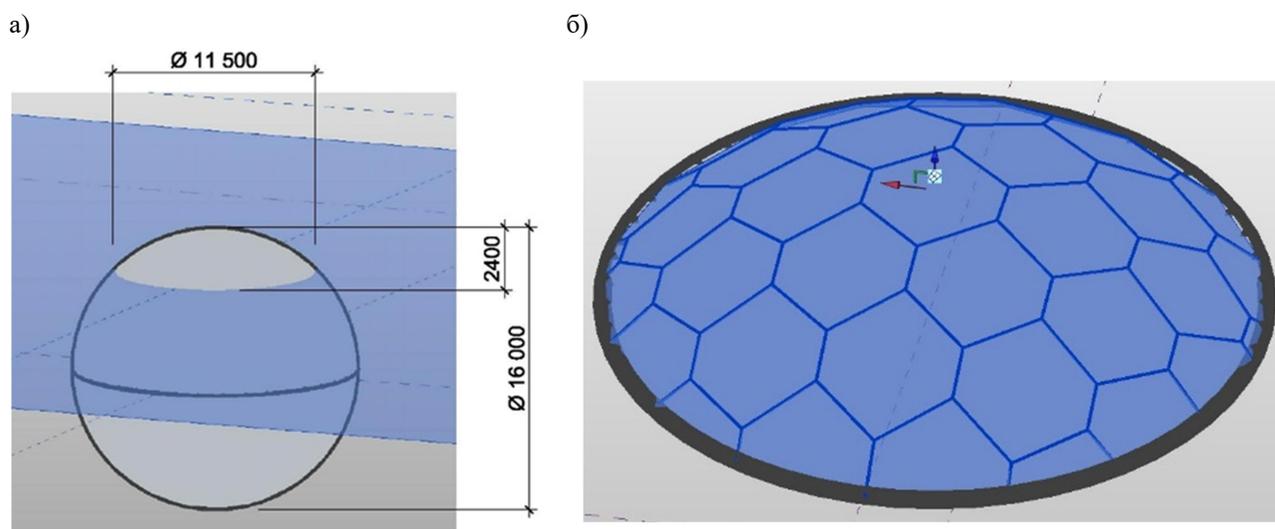


Рис. 3. Общий вид моделей, в среде Revit:

а) – Модель исходной сферы; б) – Модель части сферы, с разбиением на шестигранники

На рис. 4 показана схема купола с основными геометрическими параметрами решетки рассматриваемой конструкции. Указаны линейные размеры (не проекции): элементов решетки, связевых элементов, элементов опорного кольца купола. Из геометрической схемы видно, что решетка имеет две оси симметрии (рис. 4).

экспортируются с отсутствием общих узлов. Каждый такой элемент имеет свой узел, они близки друг к другу, но координаты не совпадают. После геометрической экспертизы необходимо исправлять возможные неточности экспорта модели в расчетную схему.

Нагрузки собраны для климатических условий города Воронежа в соответствии с нормами проектирования (СП 20.13330.2016). Рассмотрены основные сочетания от действия постоянной, временной длительной (технологической) и кратковременных атмосферных нагрузок (снеговая, ветровая). Материал конструкций купола - сталь С255. Расчет выполнен в две итерации: 1) определение внутренних усилий для расчетной схемы с сечениями, назначенными предварительно; 2) перерасчет, с учетом жесткостных характеристик подобранных сечений по результатам первого расчета. Внутренние усилия в результатах двух стадий расчетов не имеют расхождений, превышающие пять процентов. Горизонтальная составляющая опорной реакции передана через закладные детали на монолитную железобетонную конструкцию покрытия, окаймляющую опорное кольцо купола. Условия закрепления смоделированы в каждом узле элементов опорного кольца в виде связей, ограничивающих линейные перемещения (по направлениям X, Y, Z). Во избежание неточностей расчетной схемы по результатам конструирования выполнена проверка соответствия схемы принятым конструктивным решениям. Затяжки для передачи распора заказчиком не согласованы. Шестигранник является геометрически изменяемой системой, поэтому элементы купола имеют жесткое примыкание во всех узлах. Значения изгибающих моментов показаны на рис. 5, их величины получены от сочетания нагрузок: Собственный вес + Технологическая нагрузка (длительная) + Снег (Вариант 2 по Б.11, СП20.13330.2016) + 0,9 Ветер.

Как видно из рис. 5, б, на эпюре изгибающих моментов значения M_z для большинства узлов значительно превышают величины M_y (рис. 5, а), такая разница связана с особенностями деформирования механической системы купола с шестигранной решеткой от асимметричного воздействия ветровой и снеговой нагрузок. Для уменьшения деформаций установлены две связи, которые образуют геометрически неизменяемый контур в плоскости двух опорных пятигранников с противоположных сторон. Назначенные связевые элементы сдерживают деформации и улучшают работу купольной конструкции на кручение, однако влияние связей на работу решетки купола существенно только для элементов решетки около опорного кольца.

а)

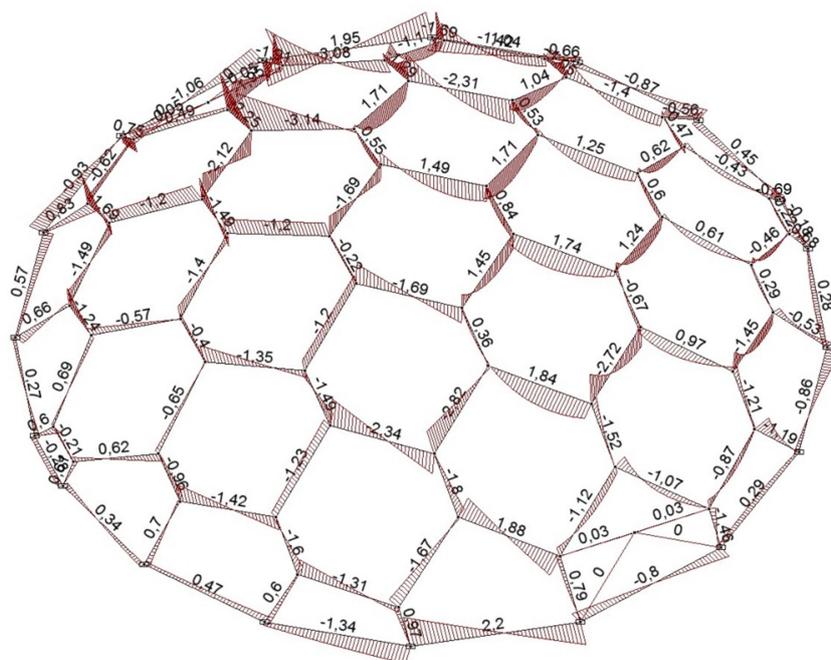


Рис. 5 (начало). Эпюры изгибающих моментов, $\text{kH}\cdot\text{м}$: а) – M_y ; б) – M_z

б)

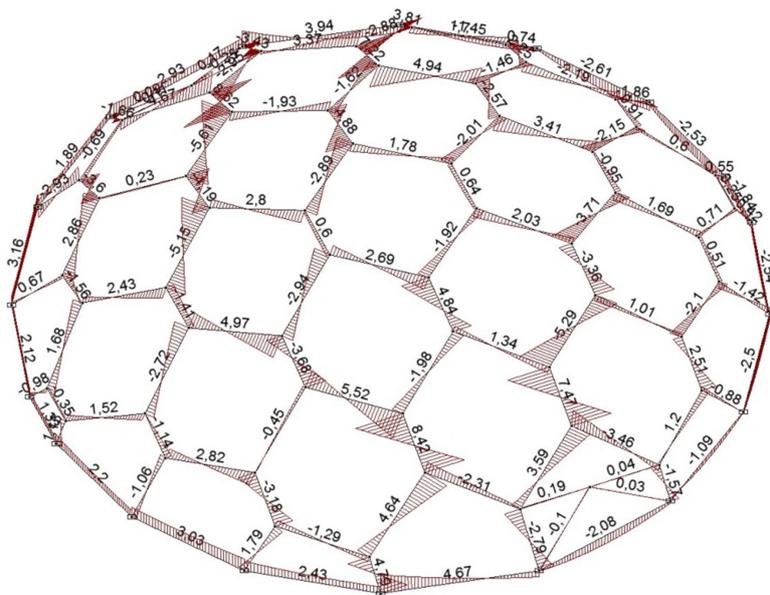


Рис. 5 (окончание). Эпюры изгибающих моментов, $\text{kN}\cdot\text{м}$: а) – M_y ; б) – M_z

На рис. 6 показаны максимальные значения продольных сил от основных сочетаний нагрузок. Элементы решетки купола испытывают сжатие с изгибом в двух плоскостях. Внутренние усилия в решетке распределены очень равномерно, экстремумы не сильно отличаются от средних значений.

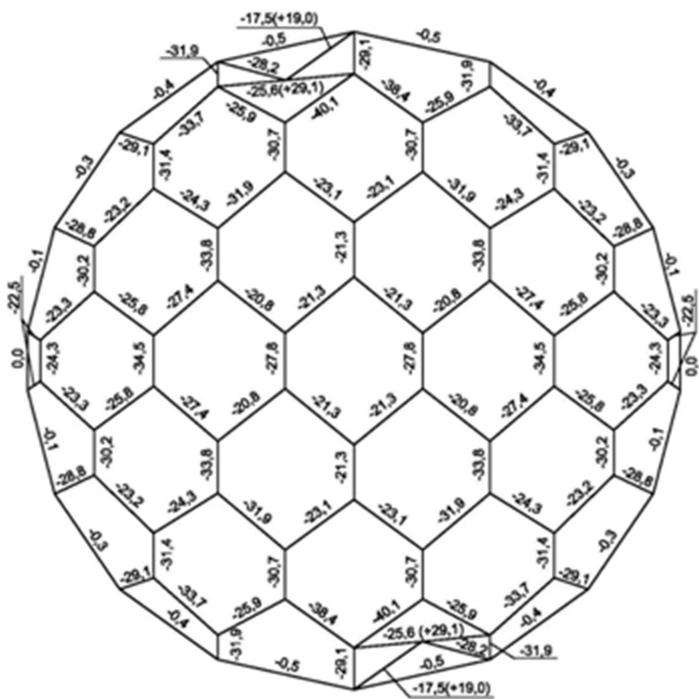


Рис. 6. Схема значений максимальных продольных сил N , kN

Опорное кольцо закреплено к монолитной железобетонной конструкции покрытия в каждом узле примыкания элементов решетки. Указанное конструктивное решение позволяет: обеспечить равномерность передачи усилий и уменьшить их величину. Купольная конструкция покрытия симметрична, ветер и снеговой мешок могут оказывать воздействие с любой стороны купола. Для рассмотренного малого купола выявленное сжатие в элементах опорного кольца по значениям близко к нулю, но учтено при расчетах. В сетчатых куполах, имеющих затяжки для передачи распора, выявленное сжатие отдельных участков кольца может оказывать воздействие на работу всего купола в целом.

Обычно затяжки работают только на растяжение и выключение части затяжек, расположенных на сжатом участке опорного кольца, что может приводить к нарастанию деформаций. Хотя выявленные особенности работы элементов малого купола в исследуемой конструкции

могут и не подтвердиться на покрытиях больших размеров [18-20]. Если узлы закрепления опорного кольца к железобетонной конструкции покрытия проредить (сделать через один), тогда все элементы кольца будут работать только на растяжение.

По найденным внутренним силовым факторам, предельному значению гибкости, конструктивным и технологическим соображениям для элементов купольной конструкции назначены поперечные сечения, указанные в таблице. Общий вес купола (включая опорное кольцо) составил 6,01 тонны: 2,33 тонны - вес элементов опорного кольца; 1,70 тонны - вес элементов решетки и связей; 1,98 тонны - вес листового проката (на узлы). Общая (не проекционная) площадь всех граней купола составила 117,87 м², покрываемая куполом площадь, ограниченная осями элементов опорного кольца, равна 99,74 м². Элементы решетки назначены из стальных круглых труб, такие профили возможно сопрягать под «любыми» углами, также они хорошо отвечают условиям работы на сжатие с изгибом в двух плоскостях.

Таблица

Поперечные сечения элементов стального купола

Элемент	Поперечное сечение
Опорное кольцо	Двутавр 35Ш1
Элементы решетки	Труба круглая 121х6
Связевые элементы	Труба круглая 83х4

Разработаны конструктивные решения узлов. Узлы сопряжения элементов решетки сферического купола и примыкания элементов решетки к опорному кольцу, показаны на рис. 7, а и 7, б соответственно. Причем узлы примыкания трубчатых элементов решетки (рис. 7, а) сконструированы таким образом, что усилия могут полностью передаваться через сварные швы листовых элементов на случай возможных сложностей при сборке и сварке торцов труб в узлах.

а)

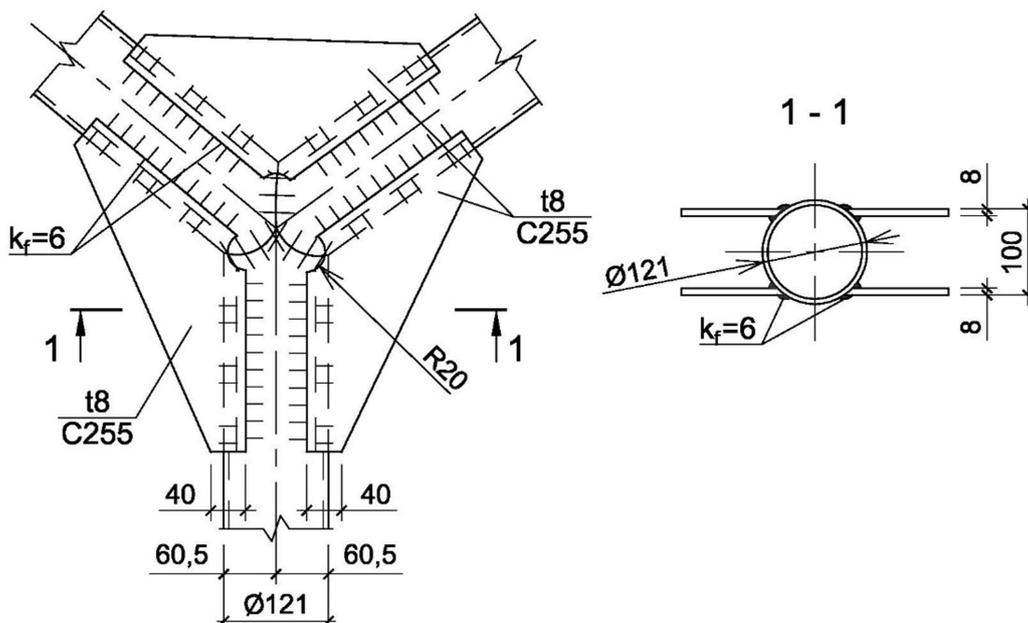


Рис. 7 (начало). Схема конструктивного решения:

а) сопряжения элементов;

б) примыкания элементов решетки к опорному кольцу

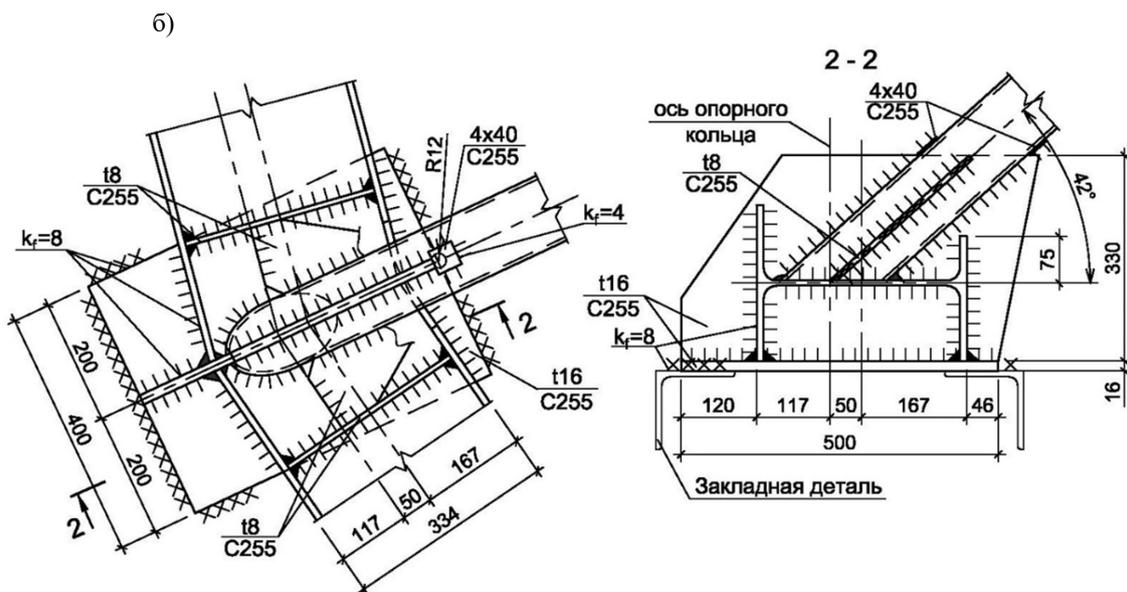


Рис. 7 (окончание). Схема конструктивного решения: а) – Сопряжения элементов; б) - Примыкания элементов решетки к опорному кольцу

Одним из преимуществ рассмотренного купола с решеткой из шестигранников является простота изготовления опорного кольца, нет необходимости элементы кольца из двутавров гнуть по определенному радиусу. Конструктивное решение прикрепления опорного кольца купола к железобетонной конструкции покрытия в узлах примыкания элементов решетки купола к опорному кольцу позволяет обеспечить равномерность передачи усилий и уменьшает величину усилий в опорном кольце.

При изготовлении конструкций узлы примыкания решетки потребуют сложной разделки торцов трубчатых элементов, что можно отнести к недостаткам. Для разработки документации КМД потребуются современные программные комплексы и квалифицированные инженеры, технологи сварки и резки металла. Решение конструктивных задач при детализровке и сборке элементов стальных конструкций купола потребует трехмерной реализации проекта и, по мнению автора, превосходит в сложности разработку КМ.

На рис. 8, а и б, показана модель купола с выдержанными геометрическими пропорциями линейных размеров и поперечных сечений конструкций, без проработки узлов. Модель выполнена в программном комплексе Advance Steel 2017.

а)

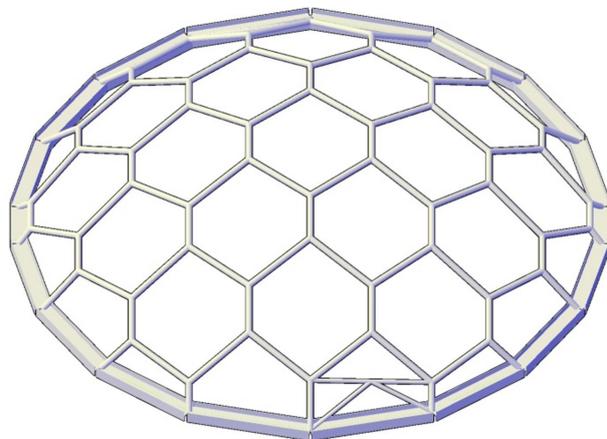


Рис. 8 (начало). Модель купола в Advance Steel 2017: а) общий вид; б) вид спереди

б)

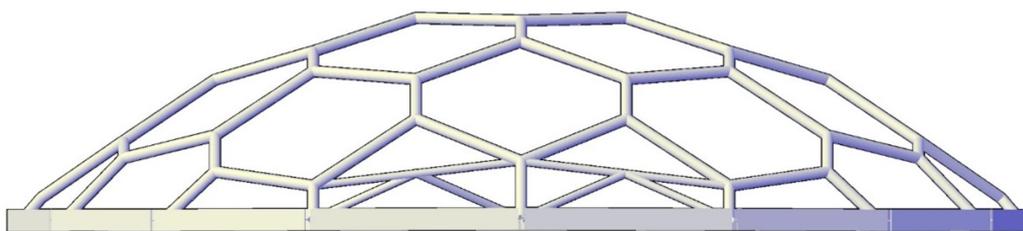


Рис. 8 (окончание). Модель купола в Advance Steel 2017: а) – Общий вид; б) - Вид спереди

Выводы

На основании вышеизложенных материалов можно сделать следующие общие выводы:

1. Применение современных технологий информационного моделирования позволяет значительно уменьшить трудоемкость и сократить сроки проектных работ без потерь в точности расчетов и моделировании таких сложных конструктивных форм, как купольные конструкции.
2. По результатам статического расчета купола установлено:
 - а) малый стальной купол с решеткой из шестигранников является несущей конструкцией покрытия с очень равномерным распределением внутренних силовых факторов по элементам и узлам сопряжения стержней, даже при асимметричных нагрузках;
 - б) равномерное распределение внутренних силовых факторов позволяет назначать одинаковые или близкие сечения для больших групп элементов.
3. В каждом узле запроектированного купола сопрягаются по три стержня, все три элемента испытывают сжатие с изгибом в двух плоскостях. Но можно заметить, что из трех стержней, сходящихся в узле, только по два элемента лежат в одной общей плоскости. При потере устойчивости стержня [21] всего один элемент, лежащий в той же плоскости, окажет существенное сопротивление повороту узла и изгибу соседнего, теряющего устойчивость элемента. Однако наличие усилия сжатия в «помогающем» стержне решетки не позволяет получить высокую степень защемления стержней в узлах. Видимо, указанная геометрическая особенность решетки вызывает повышенную деформативность и высокие значения M_z (изгибающего момента в плоскости граней) в узлах, данное замечание необходимо учитывать при назначении типа поперечного сечения и при конструировании узлов купольных конструкций с шестигранной решеткой.

Библиографический список

1. Туполев, М. С. Тригонометрические параметры схем геодезических и кристаллических куполов / М. С. Туполев, Ю. А. Морозов // Строительная механика, расчет и конструирование сооружений. – 1971. – № 3. – С. 13-22.
2. Власов, В. З. Принципы построения общей технической теории оболочек и новые конструктивные формы пространственных систем / В. З. Власов // Второй международный конгресс по тонкостенным покрытиям-оболочкам. – 1960. – С. 106-130.
3. Попова, Т. А. Применение метода статического моделирования к расчету некоторых современных пространственных стержневых конструкций / Т. А. Попова // Расчет пространственных конструкций. – 1965. – № 10 – С. 261-272.

4. Бриль, М. Г. Пространственные конструкции больших пролетов из легких сплавов / М. Г. Бриль, В. Я. Павилайнен, Ю. Б. Шулькин, А. Г. Иммерман // Расчет пространственных конструкций. – 1961. – № 6. – С. 5-38.
5. Лепницкий, М. Е. Купола / М. Е. Лепницкий – Л.: Изд-во лит-ры по стр-ву, 1973. – 128 с.
6. Травуш, В. И. Современные конструктивно-технологические решения сферических оболочек / В. И. Травуш, В. Д. Антошкин, В. Т. Ерофеев, С. С. Гудожников // Строительство и реконструкция. – 2012. – №6 (44). – С. 45-55.
7. Ибрагимов, А. М. Складной сетчатый купол: постановка задачи и построение поверхности / А. М. Ибрагимов, Н. В. Попова // Промышленное и гражданское строительство. - 2018. – № 5. – С. 18-21.
8. Кузнецов, В. В. [и др.] Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика). – М.: изд-во АСВ, 1998. – 512 с.
9. Ланцов, А. Л. Компьютерное проектирование зданий: Revit 2015 / М.: Consistent Software Distribution; РИОР, 2014. – 664 с.
10. Пахарева, И. В. Технология BIM: теория и практика внедрения / И. В. Пахарева, О. В. Сеницына // Advanced Science. – 2017. – № 3. – С. 377-384.
11. Полуэктов, В. В. Технологии информационного моделирования (BIM) при архитектурном и градостроительном проектировании / В. В. Полуэктов // Архитектурные исследования. – 2016. – № 1 (5). – С. 46-55.
12. NBS National BIM Report 2015. Available at: <https://www.thenbs.com/knowledge/nbs-national-bim-report-2015>.
13. Каган, П. Б. Аналитические исследования больших массивов данных в строительстве / П. Б. Каган // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – № 3. – С. 80-84.
14. Шарманов, В. В. Трудности поэтапного внедрения BIM / В. В. Шарманов, А. Е. Мамаев, А. С. Болейко, Ю. С. Золотова // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2015. – № 10 (37). – С. 108-120.
15. Емельянов, Д. И. Применение BIM-технологий для проектирования криволинейных покрытий на основе пространственных решетчатых конструкций. / Д. И. Емельянов, Д. Н. Кузнецов, Л. А. Федосова, А. А. Глушков // Строительная механика и конструкции. – 2019. – № 1 (20). – С. 71-81.
16. Рылько, М. А. Компьютерные технологии в архитектурно-строительном проектировании / М. А. Рылько // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 4. – С. 67-71.
17. Карпиловский, В. С. Вычислительный комплекс SCAD/ В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. А. Маляренко, М. А. Микитаренко, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер – М.: Изд-во АСВ, 2007. – 592 с.
18. Ляхович, Л. С. Роль парадоксов в оценке корректности расчетных моделей / Л. С. Ляхович, А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер // Вестник ТГАСУ. - 2013. - № 2. - С. 121-131.
19. Еремеев, П. Г. Металлические пространственные конструкции покрытий уникальных большепролетных сооружений в России / П. Г. Еремеев // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 10 – С. 9-14.
20. Еремеев, П. Г. Разработка, исследование, проектирование и возведение большепролетных металлических конструкций уникальных зданий и сооружений / П. Г. Еремеев // Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений». – 2009. – № 1. – С. 107-122.
21. 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.

References

1. Tupolev M.S., Morozov Yu.A. Trigonometric parameters of geodetic and crystal dome schemes. Construction mechanics, calculation and design. No. 3. 1971. Pp. 13-22.
2. Vlasov V.Z. Principles of construction of general technical theory of shells and new structural forms of spatial systems. Second international congress on thin-walled shell coatings. 1960. Pp. 106-130.
3. Popova T.A. Applying the static modeling method to the calculation of some modern spatial rod structures. Calculation of spatial designs. No. 10. 1965. Pp. 261-272.
4. Bryl M.G., Pavilaynen V.Ya, Shulkin Yu.B., Immerman A.G. Spatial designs of big flights from light alloys. Calculation of spatial designs. No. 6. 1961. Pp. 5-38.
5. Lepnickij M.E. Domes. Leningrad.: Izd-vo lit-ry po str-vu, 1973. 128 p.
6. Travush V.I., Antoshkin V.D., Erofeyev V.T., Gudozhnikov S.S. Modern constructive and technological solutions of spherical shells. Building and reconstruction. No. 6(44). 2012. Pp. 45-55.
7. Ibragimov A.M., Popova N.V. Folding Mesh Dome: Statement of the problem and Surface Construction. Industrial and Civil Engineering. No. 5. 2018. Pp. 18-21.
8. Kuznetsov V.V. Metal structures. In 3 T. T. 2. Steel structures of buildings and structures. (Designer Reference). M.: Publishing ACB, 1998. 512 p.
9. Lantsov A.L. Computer-aided design of buildings: Revit 2015. M.: Consistent Software Distribution; RIOR, 2014. 664 p.
10. Pakhareva I.V., Sinitsina O.V. Technology-BIM: theory and practice of introduction. Advanced Science. No. 3. 2017. Pp. 377-384.
11. Poluektov V.V. Technology of information modeling at architectural and town planning design. Architectural investigation. No. 1(5). 2016. Pp. 46-55.
12. NBS National BIM Report 2015. Available at: <https://www.thenbs.com/knowledge/nbs-national-bim-report-2015>.
13. Kagan P.B. Analytical Studies of Big Data in Construction. Industrial and Civil Engineering. No. 3. 2018. Pp. 80-84.
14. Sharmanov V.V., Mamaev A.E., Boleiko A.S., Zolotova Yu.S. Difficulties of step by step introduction. Construction of Unique Buildings and Structures. No. 10(37). 2015. Pp. 108-120.
15. Emelynov D.I., Kuznetsov D.N., Fedosova L.A., Glushkov A.A. Application of building information modeling technologies for curvilinear roofs based on grid structure. Structural mechanics and structures. No. 1(20). 2019. Pp. 71-81.
16. Rylko M.A. Information technology in architectural-building design. Industrial and civil construction. No. 4. 2016. Pp. 67-71.
17. Karpilovskyy V.S., Kryksunov E.Z., Maliarenko A.A., Mikitarenko M.A., Perelmuter A.V., Perelmuter M.A. Software complex SCAD. Moscow: Publishing House ASV, 2007. 592 p.
18. Lyakhovich L.S., Perelmuter A.V., Slivker V.I. The role of paradoxes in assessment of correctness of calculation models. Bulletin TGASU. No. 2. 2013. Pp. 121-131.
19. Yeremeyev P.G. Metal spatial roof structures of unique large span facilities in Russia. Industrial and civil engineering. No. 10. 2013. Pp. 9-14.
20. Yeremeyev P.G. Development, research, design and construction of large span metal structures of unique buildings and constructions. Bulletin TSNIISK named after V.A. Kucherenko «Researches on the theory of constructions». No. 1. 2009. Pp. 107-122.
21. 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.

SMALL STEEL SPHERICAL DOME WITH HEXAGON GRID

D. N. Kuznetsov¹

Voronezh State Technical University¹

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

Designing a coating that has a spherical rotational surface with a grid in the form of an inscribed polyhedron, is a complex technical problem. The composition of the basic geometric parameters, the definition of internal force factors, the selection of sections and construction, are of interest for developing an optimal method of designing mesh dome.

The work was considered the sequence of formation of the shape of the mesh steel dome, with the given geometric parameters: the diameter of the support ring 11.5 m, the height of the lifting shaft 2.4 m, the grid in the form of inscribed hexagons. Information modeling technologies were used to automate the design process at the stage of creating the constructive shape of the dome. The values of the internal forces in the element frame of the dome are defined in the SCAD Office computer complex, the calculation apparatus which is the method of the final elements. A general analysis of the results of a static calculation is presented. Constructive solutions are given to reduce the deformation of the steel dome frame elements. The main nodes of the adjoining elements are shown. Recommendations are formulated for the design of spherical domes of small sizes with a grid of hexagons.

Keywords: steel spherical dome, mesh dome, hexagonal lattice, information modeling, calculation of the dome, support ring.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЯ КОМПЕНСАТОРОВ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КОЛОНКИ ОХЛАЖДЕНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР

В. В. Зверев¹, Н. Ю. Тезиков², К. Е. Жидков³

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

Россия, г. Липецк

¹Д-р техн. наук, проф. кафедры металлических конструкций, тел.: +7 (4742) 398714, e-mail: 334055@bk.ru

²Канд. техн. наук, доцент кафедры металлических конструкций, тел.: +7 (4742) 398714, e-mail: 334055@bk.ru

³Канд. техн. наук, доцент кафедры металлических конструкций, тел.: +7 (4742) 398714, e-mail: 334055@bk.ru

Исследуется влияние повреждения компенсаторов колонки охлаждения на несущую способность конструкции. В качестве метода исследования используется метод численного моделирования напряженно-деформированного состояния колонки охлаждения. Расчётная модель, выполненная в системе конечно-элементного анализа SCAD Structure, отвечает реальному состоянию колонки охлаждения. Установлено, что уменьшение осевой жёсткости компенсаторов от проектного значения не оказывает существенного влияния на состояние колонки охлаждения.

Ключевые слова: колонка охлаждения, конечно-элементный анализ, численное моделирование, компенсатор, высокие температуры.

Одной из основных задач при проектировании металлоконструкций, находящихся под воздействием высоких температур, является необходимость компенсации температурного расширения.

Колонки охлаждения входят в состав оборудования для производства цемента. Они используются для охлаждения и очищения от пыли технологических газов. Газы образуются при обжиге клинкера и по газоходам подаются в верхнюю часть колонки. Температура газов на входе может достигать 400...450 °С. Газы проходят через устройство распыления воды и далее – сверху вниз внутри колонки. В результате температура газов уменьшается примерно на 250 °С.

Элементы технологического оборудования, соединённые газоходами, образуют замкнутую систему. Пространственная конфигурация и закрепления газоходов и оборудования таковы, что деформации этой системы в значительной степени стеснены. Температурные воздействия могут порождать в таких системах большие силовые напряжения. Для уменьшения температурных напряжений увеличивают податливость системы, в данном случае – путём устройства компенсаторов на линейных участках газоходов и устройства скользящих опор для газоходов. Часто применяются компенсаторы в виде небольшого участка герметичной гофрированной трубы.

По результатам обследования колонки охлаждения после восьми лет эксплуатации в её цилиндрическом корпусе были обнаружены сквозные трещины в пяти горизонтальных сварных швах. Трещины распределялись практически равномерно по высоте h корпуса и находились на расстоянии 0,150 h , 0,298 h , 0,448 h , 0,561 h и 0,786 h от низа цилиндра. Кроме того, при натурном обследовании были зафиксированы локальные искривления корпуса как внутрь, так и наружу цилиндра на каждом уровне горизонтальных сварных швов (то есть по всей высоте корпуса) до 66,5 мм в средней и верхней частях корпуса при внутреннем диаметре 9500 мм.

Для оценки причин возникновения дефектов и степени их влияния на несущую способность были проведены проверочные расчёты модели колонки охлаждения, показанной на рис. 1. Колонка охлаждения опирается на трёхэтажную железобетонную этажерку. Площадки этажерки служат для опирания колонки, выгрузки пыли и обслуживания оборудования. Цилиндрический корпус составлен из 27 сварных обечаек и усилен наружными кольцами жёсткости составного Т-образного сечения. Выше корпуса (в котором находится рабочая зона охлаждения и очистки газов) расположена входная конусная часть и газоход. Газоход смоделирован до отметки +96,000 м. Выше указанной отметки жёсткость системы резко возрастает за счёт разветвлений газоходов по нескольким направлениям, что позволяет в указанной области установить неподвижные опоры – в узлах по окружности газохода.

Температурные воздействия соответствуют нормальному режиму технологического процесса – от +120 °С в нижней части цилиндра до +380 °С в его верхней части. Температура конусной части и газохода равна +390 °С. Модули упругости стальных элементов колонки охлаждения приняты по [3]. Перепад температуры задан от температуры «замыкания» +20 °С.

В вертикальной части газохода имеются два компенсатора, каждый из которых обеспечивает осевую компенсацию (максимальное сближение поперечных сечений газохода) 204 мм и имеет осевую жёсткость 24600 кг/м. Компенсаторы смоделированы с помощью упругих связей между узлами газохода. Компенсаторы установлены последовательно, и их «суммарная» жёсткость C_{Σ} вычислена из соотношения $\frac{1}{C_{\Sigma}} = \frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2}$, где C_1 и C_2 - жёсткости компенсаторов. Жёсткость каждой двухузловой упругой связи равна C_{Σ}/n (n – количество узлов на окружности газохода). Каждая пара узлов упругих связей объединена равными перемещениями в горизонтальной плоскости.

В настоящее время имеется два подхода к определению напряженно-деформированного состояния оболочек данного типа. Первое решение выполняется аналитически с использованием теории расчета пластин и оболочек, имеющей сложный математический аппарат. Поэтому в настоящее время наибольшее применение находит второй метод, основанный на имитационном моделировании конструкций.

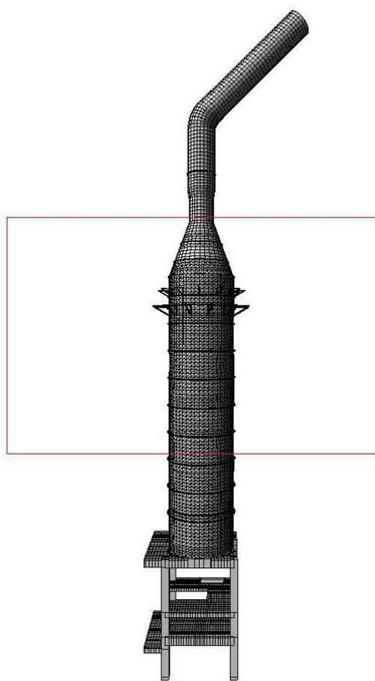


Рис. 1. Расчётная модель колонки охлаждения

Расчёты на проектные нагрузки и технологические воздействия в среде конечно-элементного моделирования SCAD Structure показали, что приведённые напряжения σ_{E4} в корпусе (по теории Губера-Хенки-Мизеса) не превышают допустимых напряжений, принятых по [3] с учётом того, что стыковые сварные швы работают на растяжение. Взаимное максимальное сближение узлов, находящихся на концах упругих связей, равно 361 мм и не превышает суммарную компенсацию 408 мм.

Величины максимальных приведённых напряжений не превышали нормативных значений.

В нижнем ярусе произошёл скачок напряжений из-за стеснённости деформаций в зонах примыкания корпуса к балкам железобетонной этажерки (рис. 2). В ярусе 9 имеется всплеск напряжений в областях действия сосредоточенных сил от кронштейнов платформы. Частично влияние точечных нагрузок затрагивает и ярус 8.

При этом непосредственно в зонах повышенных напряжений сварные швы не разрушены. На других участках цилиндрического корпуса допускаемые напряжения минимум в 3,75 раза превышают возникающие напряжения, в том числе там, где появились сквозные трещины.

В такой ситуации логичен вывод о некачественном выполнении сварочных работ. Вместе с тем, как известно, конструкции редко разрушаются по какой-либо одной отдельно взятой причине. В данном случае такой причиной может являться неисправность компенсаторов.

Рассмотрим, как осевая жёсткость компенсаторов влияет на состояние цилиндрического корпуса. В качестве характеристики, иллюстрирующей изменение жёсткости, возьмём коэффициент k , на который умножается номинальная величина осевой жёсткости. Ситуация, когда $k = 1$, отвечает полностью исправным компенсаторам. Были выполнены расчёты в упругой линейной постановке для $k = 0,001 \dots 900$.

Уменьшение жёсткости компенсаторов

Уменьшение осевой жёсткости компенсаторов в 100 раз не оказало существенного влияния на состояние цилиндрического корпуса. Сближение узлов на концах упругих связей, моделирующих компенсаторы, составило 362 мм. В нижней части цилиндрического корпуса (яруса 1...5) приведённые напряжения увеличились на 1 кг/см^2 . При промежуточных значениях k в интервале $0,001 \dots 1$ значимых изменений также не зафиксировано.

Увеличение жёсткости компенсаторов

Качественная картина оказалась ожидаемой – с ростом осевой жёсткости компенсаторов увеличиваются напряжения. Рис. 2 иллюстрирует общее состояние цилиндрического корпуса при величинах $k = 150$ (рис. 2, а, б, в), 360, 480. При $k = 150$ в ярусе 9 появляются зоны, где максимальные приведённые напряжения превышают допускаемые напряжения $[\sigma]$. Таким образом, при жёсткости компенсаторов, в 150 раз превышающей их номинальную жёсткость, цилиндрический корпус перестаёт удовлетворять требованиям норм проектирования. Далее увеличение жёсткости компенсаторов вызывает появление таких зон в других ярусах.

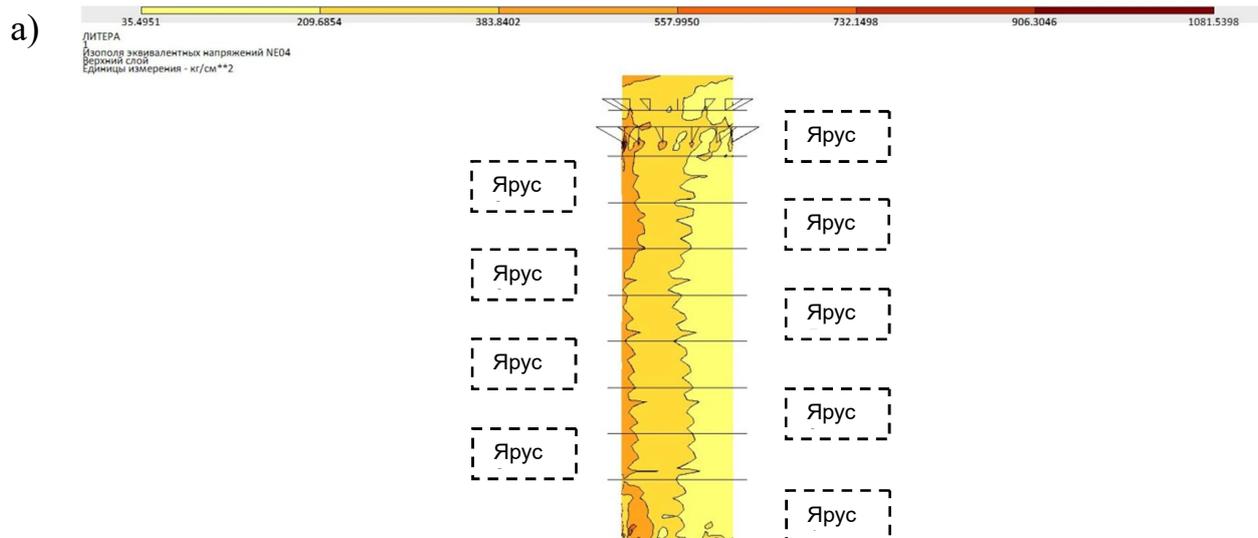
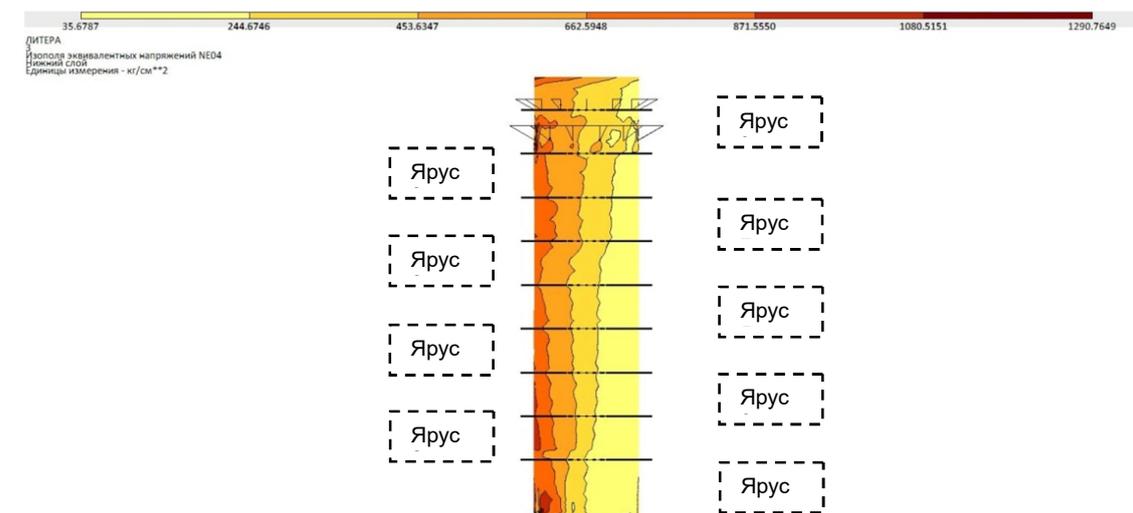


Рис. 2 (начало). Общая картина напряжённого состояния цилиндрического корпуса

б)



в)

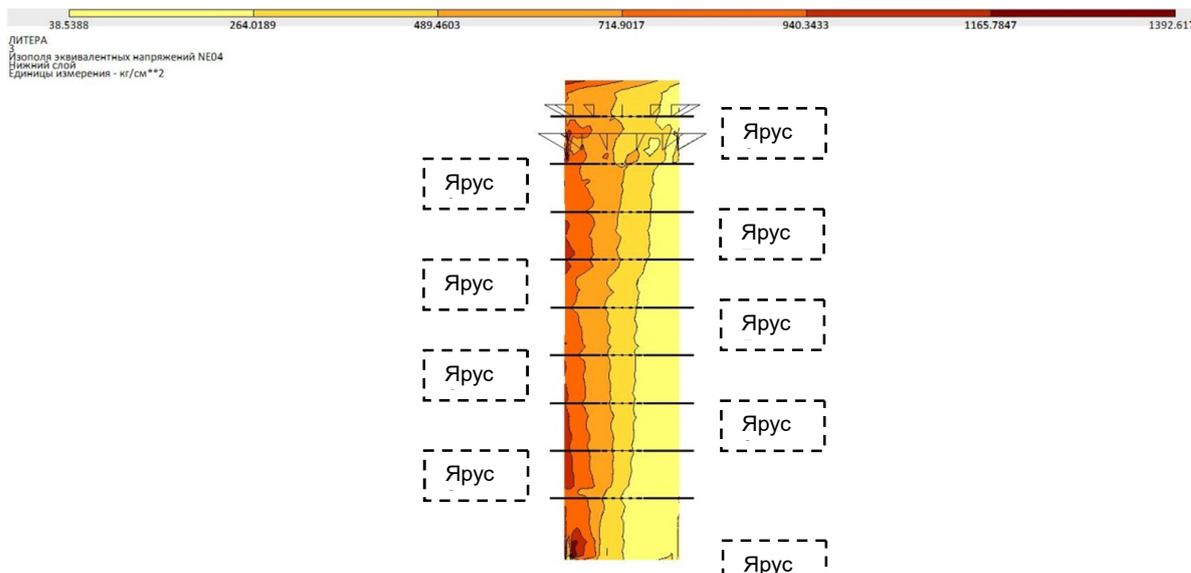


Рис. 2 (окончание). Общая картина напряжённого состояния цилиндрического корпуса

Подробные результаты расчётов приведены на рис. 3.

1. Каждая кривая построена по точкам с максимальными напряжениями, выбранными из результатов по нескольким комбинациям нагрузок для трёх расчётных поверхностей конечных элементов оболочки. Кривые для ярусов 1, 9 и 10 (наиболее нагруженных) имеют ярко выраженные переломы. Это связано с тем, что в окрестности точки перелома происходит переход на кривую, соответствующую другой комбинации нагрузок (максимум напряжений выявляется в другой комбинации). Для остальных ярусов такие переходы также отмечались, но они имеют более сглаженный характер.
2. Точками на кривых обозначен момент, когда максимальные приведённые напряжения становятся больше допустимых напряжений. Номер у точки соответствует номеру яруса. Точки занимают различное положение по высоте (на шкале напряжений), так как допустимые напряжения зависят от температуры. Соответственно, точка яруса 1 расположена выше всех точек, а точка яруса 10 – ниже всех точек. На рис. 3 отсутствует точка для яруса 5 (середины корпуса) – напряжения в нём не достигли величины допустимых напряжений. Общий характер распределения напряжений (рис. 3) показывает, что в наиболее податливых частях цилиндрического корпуса возникают наименьшие силовые напряжения.

3. С увеличением осевой жёсткости компенсаторов скорость нарастания напряжений падает, и кривые характеризуются выпуклостью вверх. В пределе, при $k = \infty$ (при нулевой вертикальной компенсации) наибольшие приведённые напряжения возникают в ярусе 1. Они равны 1906 кг/см^2 . Следует заметить, что нулевая вертикальная компенсация не равносильна неподвижному закреплению расчётной схемы по вертикали в уровне компенсаторов. Разветвлённые газоходы допускают деформирование колонки охлаждения по вертикали, и напряжения в цилиндрическом корпусе даже не достигают предела текучести R_{el} по [3]. Резко возрастают напряжения в газоходах у опор, но анализ этого – уже другая задача, связанная с моделированием большего участка газоходов.
4. Кривые на рис. 3 имеют небольшие локальные минимумы напряжений в области $k = 20 \dots 30$. То, что минимумы небольшие, говорит о правильности выбора компенсаторов для данного объекта.

А то, что локальные минимумы существуют, говорит о возможности более «тонкой настройки» таких систем.

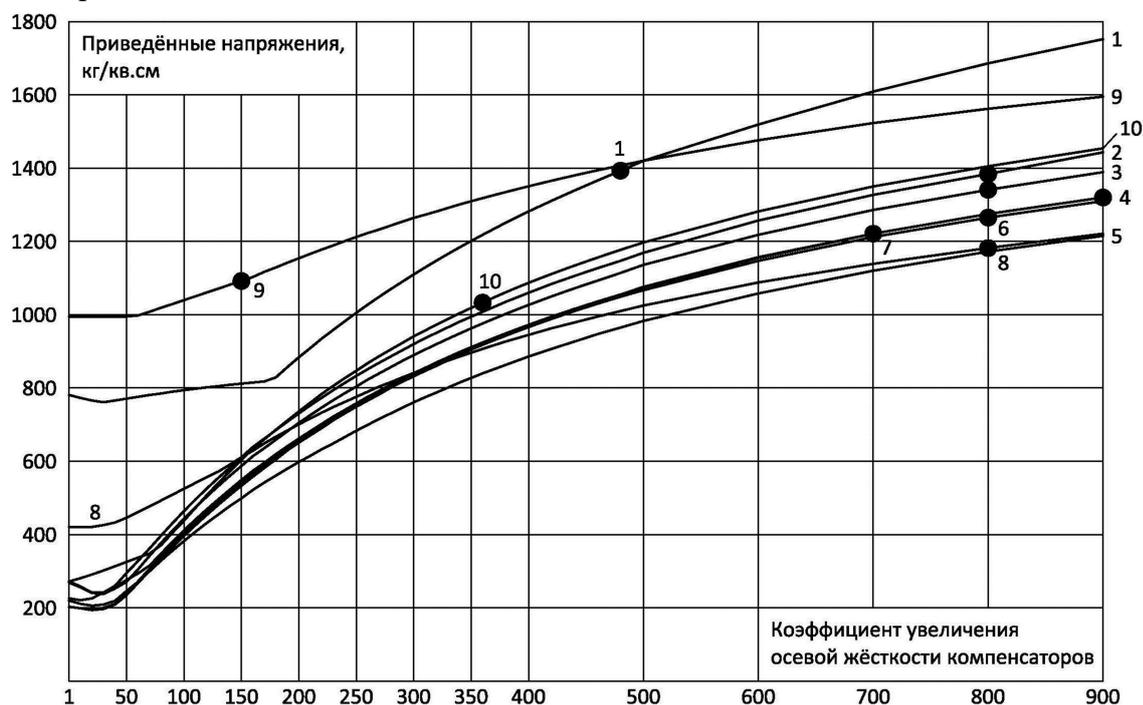


Рис. 3. Зависимость приведенных напряжений в стенке цилиндра от жесткости компенсатора

Выводы

1. Уменьшение осевой жёсткости компенсаторов от проектного значения не оказывает существенного влияния на состояние колонки охлаждения при заданных условиях эксплуатации.
2. Допустимо увеличение осевой жёсткости компенсаторов от проектного значения в $100 \dots 150$ раз. Если исключить местную передачу нагрузок от кронштейнов рабочих платформ непосредственно на обечайки цилиндрического корпуса, то допустимое увеличение жёсткости компенсаторов составит приблизительно $300 \dots 350$ раз. Увеличение жёсткости компенсаторов в $700 \dots 800$ раз полностью выводит колонку охлаждения из строя (в соответствии с расчётами по допускаемым напряжениям по [3]).
3. При бесконечно больших осевых жёсткостях компенсаторов напряжения в обечайках цилиндрического корпуса не достигают предела текучести стали.

4. Существует принципиальная возможность подбора таких характеристик системы, которые отвечают минимальным силовым напряжениям в элементах технологического оборудования и газоходах. Очевидно, такая работа потребует создания расчётных моделей, соответствующих одному из высоких уровней детализации моделей в ВМ-технологиях.

Библиографический список

1. ГОСТ 19281-2014. Прокат повышенной прочности. Общие технические условия. Дата введения 01.01.2015.
2. ГОСТ Р 52630-2012. Сосуды и аппараты стальные сварные. Общие технические условия. Дата введения 29.11.2012. Изменение №1, дата введения 01.05.2015.
3. ГОСТ Р 52857.1-2007. Сосуды и аппараты. Нормы и методы расчёта на прочность. Общие требования. Дата введения 27.12.2007.
4. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Дата введения 04.06.2017.
5. Зверев, В. В. Устойчивость конического днища рубашки двустенного стального горизонтального резервуара подземного исполнения с учётом начальных несовершенств / Зверев В.В., Тезиков Н.Ю., Жидков К.Е. // Строительная механика и конструкции. – 2019- . Т. 1. № 20. - С. 52-59.
6. Лукьянова, И. Э. Разработка модели вертикального стального резервуара для оценки его напряженно-деформированного состояния при помощи программного комплекса ANSYS / И. Э. Лукьянова // Вестник УГТУ-УПИ. Компьютерный инженерный анализ. – Екатеринбург: ГОУ ВПО УГТУ-УПИ, 2005. – №11 (63). – С.81-82.
7. Тюрин, Д. В. Моделирование нефтяных стальных вертикальных цилиндрических резервуаров /Д.В. Тюрин, А.А. Тарасенко // Известия ВУЗов, сер. "Нефть и газ", №4, - Тюмень: ТюмГНГУ, 2001 г. - С. 64-69.
8. Duan W. H. and Koh C. G., "Axisymmetric transverse vibrations of circular cylindrical shells with variable thickness," //Journal of Sound and Vibration, 2008. Vol. 317, no. 3-5, pp. 1035–1041.
9. Dau F., Pablo F., Polit O. New reference solutions and parametric study for multilayered cylindrical shell // International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences. 2010. Vol. 4. No.2. Pp. 133–161
10. Efimtsov B.M., Lazarev L.A. Forced vibrations of plates and cylindrical shells with regular orthogonal system of stiffeners // Journal of Sound and Vibration. 2009. No.327. Pp. 41–54.
11. Gerard G. Compressive stability of orthotropic cylinders // Journal of Aerospace Science/ 1962. Vol. 29, Pp.1171–1179,.
12. Qu Y., Long X., Wu S., Meng G. A unified formulation for vibration analysis of composite laminated shells of revolution including shear deformation and rotary inertia // Composite Structures. 2013. No.98. Pp. 169–191.
13. Ventsel E., Krauthammer T. Thin plates and shells: theory, analysis and applications. New York: Marcel Dekker, 2001. Pp.684.
14. Tomás A., Martí P. Shape and size optimisation of concrete shells // Engineering Struc-

tures. 2010. No.32. Pp. 1650–1658.

15. Yamada G., Irie T., and Tsushima M., Vibration and stability of orthotropic circular cylindrical shells subjected to axial load,”//Journal of the Acoustical Society of America. 1984. Vol. 75, No. 3, Pp. 842–848,

Библиографический список

1. ГОСТ 19281-2014. Прокат повышенной прочности. Общие технические условия. Дата введения 01.01.2015.
2. ГОСТ Р 52630-2012. Сосуды и аппараты стальные сварные. Общие технические условия. Дата введения 29.11.2012. Изменение №1, дата введения 01.05.2015.
3. ГОСТ Р 52857.1-2007. Сосуды и аппараты. Нормы и методы расчёта на прочность. Общие требования. Дата введения 27.12.2007.
4. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Дата введения 04.06.2017.
5. Зверев, В. В. Устойчивость конического днища рубашки двустенного стального горизонтального резервуара подземного исполнения с учётом начальных несовершенств / Зверев В.В., Тезиков Н.Ю., Жидков К.Е. // Строительная механика и конструкции. – 2019-. Т. 1. № 20. - С. 52-59.
6. Лукьянова, И. Э. Разработка модели вертикального стального резервуара для оценки его напряженно-деформированного состояния при помощи программного комплекса ANSYS / И. Э. Лукьянова // Вестник УГТУ-УПИ. Компьютерный инженерный анализ. – Екатеринбург: ГОУ ВПО УГТУ-УПИ, 2005. – №11 (63). – С.81-82.
7. Тюрин, Д. В. Моделирование нефтяных стальных вертикальных цилиндрических резервуаров /Д.В. Тюрин, А.А. Тарасенко // Известия ВУЗов, сер. "Нефть и газ", №4, - Тюмень: ТюмГНГУ, 2001 г. - С. 64-69.
8. Duan W. H. and Koh C. G., “Axisymmetric transverse vibrations of circular cylindrical shells with variable thickness,” //Journal of Sound and Vibration, 2008. Vol. 317, no. 3-5, pp. 1035–1041.
9. Dau F., Pablo F., Polit O. New reference solutions and parametric study for multilayered cylindrical shell // International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences. 2010. Vol. 4. No.2. Pp. 133–161
10. Efimtsov B.M., Lazarev L.A. Forced vibrations of plates and cylindrical shells with regular orthogonal system of stiffeners // Journal of Sound and Vibration. 2009. No.327. Pp. 41–54.
11. Gerard G. Compressive stability of orthotropic cylinders // Journal of Aerospace Science/ 1962. Vol. 29, Pp.1171–1179,.
12. Qu Y., Long X., Wu S., Meng G. A unified formulation for vibration analysis of composite laminated shells of revolution including shear deformation and rotary inertia // Composite Structures. 2013. No.98. Pp. 169–191.
13. Ventsel E., Krauthammer T. Thin plates and shells: theory, analysis and applications. New York: Marcel Dekker, 2001. Pp.684.

14. Tomás A., Martí P. Shape and size optimisation of concrete shells // Engineering Structures. 2010. No.32. Pp. 1650–1658.
15. Yamada G., Irie T., and Tsushima M., Vibration and stability of orthotropic circular cylindrical shell subjected to axial load, // Journal of the Acoustical Society of America. 1984. Vol. 75, No. 3, Pp. 842–848,

**ASSESSMENT OF THE INFLUENCE OF COMPENSATORS DAMAGE
ON COOLING COLUMN DEFLECTED MODE
UNDER HIGH TEMPERATURES**

V. V. Zverev¹, N. Yu. Tezikov², K. E. Zhidkov³

Lipetsk State Technical University^{1,2,3}
Russia, Lipetsk

¹ Dr. of Tech. Sciences, Professor of the Department of Metal Structures, Tel.: +7(4742)398714, e-mail: 334055@bk.ru

² PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Metal Structures, Tel.: +7(4742)398714, e-mail: 334055@bk.ru

³ PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Metal Structures, Tel.: +7(4742)398714, e-mail: 334055@bk.ru

The influence of damage to the expansion joints of the cooling column on the bearing capacity of the structure is investigated. The method of numerical simulation of the deflected mode of the cooling column is used as a research method. The computational model, made in the SCAD Structure, finite element analysis system, corresponds to the real state of the cooling column. It was found that a decrease in the axial stiffness of the expansion joints from the design value does not significantly affect the state of the cooling column.

Keywords: cooling column, finite element analysis, numerical modeling, compensator, high temperatures.

УДК 624.02.86

КОНЦЕНТРАТОРЫ НАПРЯЖЕНИЙ В ЗАДАНИЯХ С КИРПИЧНЫМИ СТЕНАМИ

Али Ясир Аль-Бухейти¹, В. В. Леденев², Я. В. Савинов³, О. В. Умнова⁴
Тамбовский государственный технический университет^{1,2,4}
ООО СП «Мостострой», г. Тамбов³
Россия, г. Тамбов

¹ Аспирант кафедры «Конструкции зданий и сооружений»; тел.: +79004938460, e-mail: al_bukhaiti@mail.ru

² Д-р техн. наук, проф. кафедры «Конструкции зданий и сооружений»,

³ Канд. техн. наук, инженер технического контроля; тел.: +79957307609, e-mail: savinov.yv@mail.com

⁴ Канд. техн. наук, доцент, заведующая кафедрой «Конструкции зданий и сооружений»,

Приводится общий анализ причин аварий, разрушений и повреждений, который свидетельствует о том, что не учтённые в расчетах концентраторы и концентрации напряжений являются основными причинами штатных ситуаций на различных этапах существования зданий и сооружений. Высказываются гипотезы о напряженно-деформированном состоянии кирпичных стен в зависимости от вида и расположения сосредоточенных концентраторов напряжений. Приводятся результаты экспериментов и математического моделирования в программе SCAD, которые подтверждают высказанные нами гипотезы. Предлагаемая статья лишь в общих чертах отражает весь объем исследований рабочей группы по теме анализа взаимодействия концентраторов напряжений между собой, и их влияния на работу несущей системы на макро- и микроуровнях. Перечень гипотез, сформулированных в статье, после их всестороннего исследования может быть в дальнейшем расширен и позволит получить статус постулатов.

Ключевые слова: кирпичные здания, концентраторы напряжения, гипотезы, повреждения стен, лабораторные опыты, численные исследования.

Для определения несущей способности и деформативности кирпичных стен необходимо учитывать влияние различных концентраторов. Техническое обследование многочисленных кирпичных зданий [4-6,10] и опубликованные данные [2, 3, 9, 14, 15] показывают, что повреждения конструкций связаны с ними.

Приведем примеры концентраторов преимущественно из практики авторов:

- Переменная по площади здания деформативность (жесткость) грунтов основания, связанная с природной неоднородностью [2,3,10]; наличием в основании жестких включений (например, фундаментов разобранных зданий) или ослабленных зон (засыпанные ручьи, пустоты, перекопы при производстве земляных работ); местные ослабления грунтов при аварийном замачивании и упрочнения при движении машин по дну котлована; отрывка в подвалах погребов рядом с фундаментом ниже его подошвы; при чрезвычайных ситуациях (взрывы, пожары, теракты и др.); карстовые полости, заполненные цементно-песчаным раствором, значительно более жестким, чем окружающий грунт.
- Наличие проёмов, отверстий, отличающихся размерами временем устройства [4, 10].
- Местные разрушения кладки: механические, коррозионные, при замораживании - оттаивании, замачивании – высыхании, деформирование зданий (изгиб, выгиб, кручение, комбинированные воздействия, в том числе, температурные, динамические).

- Низкое качество материалов и работ (например, неравномерная по длине жесткость растворной постели, многочисленные закладки).
- Локальные перегрузки от оборудования, снега, льда, производственной пыли, вибрации.
- Не полный или недостаточный контакт плит перекрытий или покрытий со стенами.
- Ошибки в изготовлении и укладке распределительных подушек под концы балок.
- Воздействия турбулентных вихревых воздушных потоков на здания повышенной этажности в условиях тесной городской застройки.
- Отступления от запроектированной очередности и длительности этапов работ.
- Дефекты и повреждения (сдвиги, срезы, смятия, отрывы, кручения, их комбинации при конструктивных недоработках ими не учтё (взаимного влияния конструкций и зданий, значительно неравномерная изгибная жёсткость стен с пилястрами шагом бм подлине здания, развитие реологических процессов, ошибки в устройстве сварочных и болтовых соединениях, горные выработки и др.) [2, 3, 6, 8].
- Использование при строительстве материалов, чувствительных к виду напряженного состояния и относящихся к анизотропным (дерево, кирпичная кладка) [11].
- Неправильный выбор расчетных схем и моделей или их изменения в процессе строительства и эксплуатации.
- Не соответствующие требуемым жесткостям связи между усиливаемыми элементами или частями зданий (например, между усиленными фундаментами и вышерасположенными конструкциями).

Любая неоднородность системы «нагрузка-конструкция-основание» является причиной возникновения локальной концентрации напряжений. Известно, что даже у полностью однородной конструкции есть границы, где возникают граничные условия, отличающиеся от условий внутри конструкции. Концентраторы напряжений являются следствием локальных ослаблений конструкций, они приводят к перемещению части напряжений из ослабленных зон в соседние более прочные, что провоцирует:

- локальную перегрузку неповрежденных конструкций, попавших в зоны концентраций напряжений;
- возникновение эксцентриситетов в ранее уравновешенных нагруженных системах;
- изменение расчетной схемы, где согласно расчетам должны действовать только сжимающие, является причиной напряжения, возникают неучтенные изгибающие и растягивающие нагрузки.
- разделение ранее единой конструкции на отдельные «блоки» с меньшими прочностными и жесткостными характеристиками.

Рассмотрим гипотезы о влиянии сосредоточенных концентраторов напряжений и их подтверждение:

1. Гипотеза рассеивания однородных концентраций напряжений, расположенных перпендикулярно действующей нагрузке: *множество одинаковых концентраторов, расположенных в одной плоскости, перпендикулярной действующей главной силе внутри конструкции рассеивают концентрации напряжений в системе, вплоть до их полного выравнивания.*

В качестве простого примера для проверки вышеуказанных гипотез рассмотрим эксперимент с точечными концентраторами сил реакции опоры, расположенными в основании модели стены.

Методика испытаний. При проведении экспериментов использовали бетонные пластины с размерами $a \times b \times h = 300 \times 300 \times 50$ мм, где a - ширина модели, b – высота и h – толщина.

Масштаб геометрического подобия v_n/v_m выбран равным 10 [3]. Крупным заполнителем бетона являлся гранитный щебень с максимальной крупностью 20...30 мм; мелким - кварцевый песок из карьера «Красненский» г. Тамбова с модулем крупности $M_k=1,6$. Расчетный класс бетона В-20. Всего было выполнено 20 образцов. Для контроля прочности бетона каждого замеса изготавливали по 3 кубика размером 100×100×100 мм. Локальную (точечную) нагрузку создавали посредством стальных стержней арматуры $\varnothing 8$ мм. Испытания проводили на гидравлическом прессе ПСУ-125. Нагрузку на образец увеличивали со скоростью 3 кН/с до его разрушения. Фиксировали нагрузку трещинообразования F_{crc} и разрушения образца F_{dis} . Определяли эмпирические зависимости разрушающей нагрузки от параметров начальных дефектов, представленных в относительных величинах.

Эксперимент проводили при числе точечных опор $N = 1, 2, 3, 14$.

Наблюдаемые процессы при $n = 2$. Сразу с приложением нагрузки над стержнями начинала скалываться лещатка 1 (рис. 1, б). При $\bar{F} = 0,88$, над стержнем Е раскрылась снизу вверх трещина 2, а при $\bar{F} = F_{dis} = 1$ участок АБЕ откололся. Показания динамометра упали до $\bar{F} = 0,88$. При попытке увеличить нагрузку над стержнем Д раскрывалась снизу вверх трещина 3. Показания динамометра снова падали уже до 0,6. С дальнейшим нагружением расколовшиеся блоки теряли устойчивость. Аналогичные деформации происходили при $N = 1, 3, 14$ (рис. 1, 2, 3)

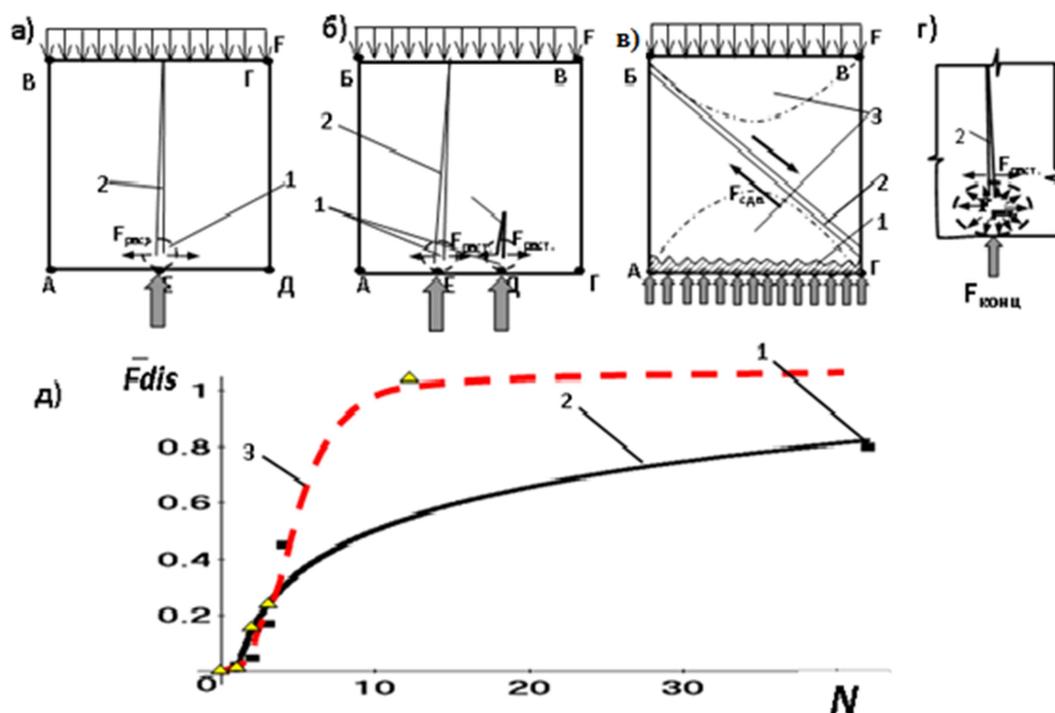


Рис. 1. Механизм разрушения образцов при концентраторах напряжения: а) при 1-м; б) при 2-х; в) при 30-ти; 1 – зона концентрации напряжения, 2 – трещина разрыва, 3 – трещина сдвига, 4 – концентрация сжимающих напряжений σ_y ; г) механизм раскрытия трещины разрыва; д) графики исследуемой зависимости

Механизм разрушения. В момент приложения нагрузки F в зоне ДЕЖ возникали концентрации вертикальных σ_y и горизонтальных σ_x напряжений (рис. 1, г), началось смятие бетона и скол лещатки. Разрушенный бетон, находясь в сухом пластическом состоянии, вытеснялся из зоны 1 в радиальном направлении (рис. 1, в). Появлялись усилия F_{str} , которым противодействовали силы межчастичного сцепления F_{cov} в вершине А полусферы 2 смятого бетона. В вершине полусферы т. А, кроме усилий F_{str} , действовали сжимающие силы σ_y . Здесь образовались наиболее неблагоприятные условия работы бетона. При $F_{sh} > F_{cov}$ в т. А происходил разрыв с раскрытием вертикальной трещины 3. Поскольку бетон образца не абсолютно изотропен и напряжения над концентраторами ДЖ не одинаковы (т. Е находится в более благоприятных условиях), первая трещина 1 появлялась в точке с наименее благоприятными условиями. После откола части ГДИ (рис.1, б) возник эксцентриситет ОК, а нагрузка из 3-х точек разделилась на 2. Возникший эксцентриситет создавал дополнительные напряжения в районе т. Е, где появилась следующая трещина 2. Большая часть нагрузки сосредоточилась в одной т. Ж. Последняя трещина 3 окончательно разрушила образец.

При $N \geq 14$ над концентраторами происходило равномерное распределение напряжений σ_x и σ_y (рис. 4, в, г). Точечные нагрузки уже не создают локальных концентраций, поэтому кривая 2 на рис. 1, д приближается к значениям несущей способности моделей без концентраторов напряжений. Из-за ограниченного числа конечных элементов (30 узлов) расчетной модели вычисленные данные получились несколько завышенными, поскольку при 14 концентраторах опирания, закрепленным оказывается каждый второй узел, что в реальности соответствует полному опиранию. На образование первой трещины необходимо затратить больше энергии, чем на последующие, поскольку с появлением новой трещины сокращается суммарная площадь сферических поверхностей контакта между смятым бетоном и неповрежденным над концентраторами. Поэтому после появления первой трещины нагрузка на образец падала до нуля.

Полученные экспериментальные данные аппроксимированы логарифмической функцией:

$$\bar{F}_{dis} = 0,163 \ln(N) + 0,1$$

Среднее квадратическое $\sigma_{cp.}=38,7*10^{-3}$ и максимальное $\sigma_{max}=147*10^{-3}$ отклонения. Полученные расчетные данные выше экспериментальных, что связано с малым числом разбиений модели на конечные элементы. При 14-ти концентраторах напряжений приложение силы приходится на каждый второй узел, что программа рассматривает как равномерное распределение нагрузки. В результате чего, начиная с 14-ти концентраторов, расчетная несущая способность образца равна 100 % (рис. 4, е, г).

Закон рассеивания концентраций напряжений справедлив только для концентраторов расположенных в одной плоскости перпендикулярной действующей силе.

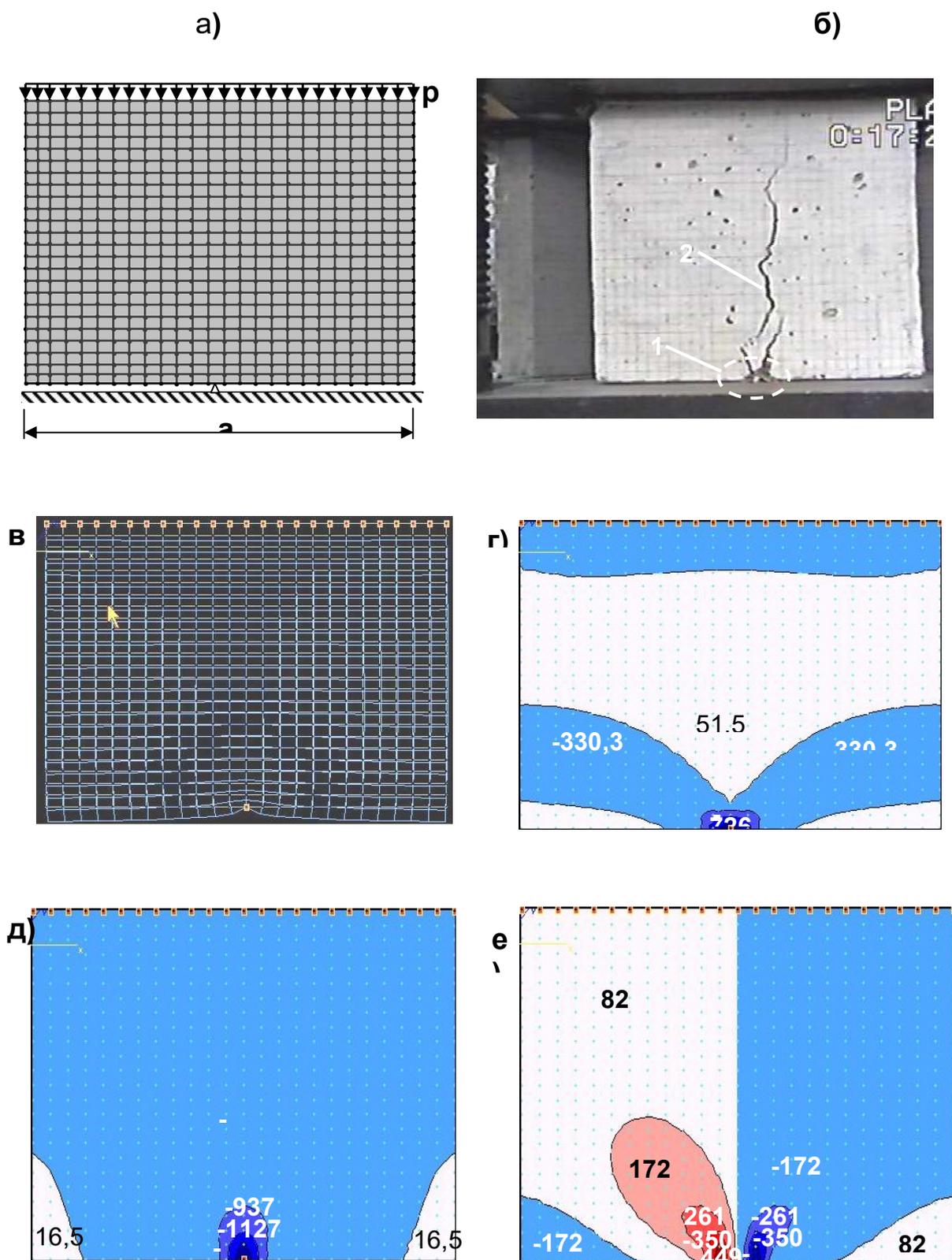


Рис. 2. Испытания образцов без начальных дефектов на сосредоточенную нагрузку при $n=1$;
 а) расчетная схема; б) картина разрушения; в) расчетные деформации;
 г) распределение горизонтальных напряжений σ_x ;
 д) распределение вертикальных напряжений σ_y ; е) распределение касательных напряжений τ_{xy}

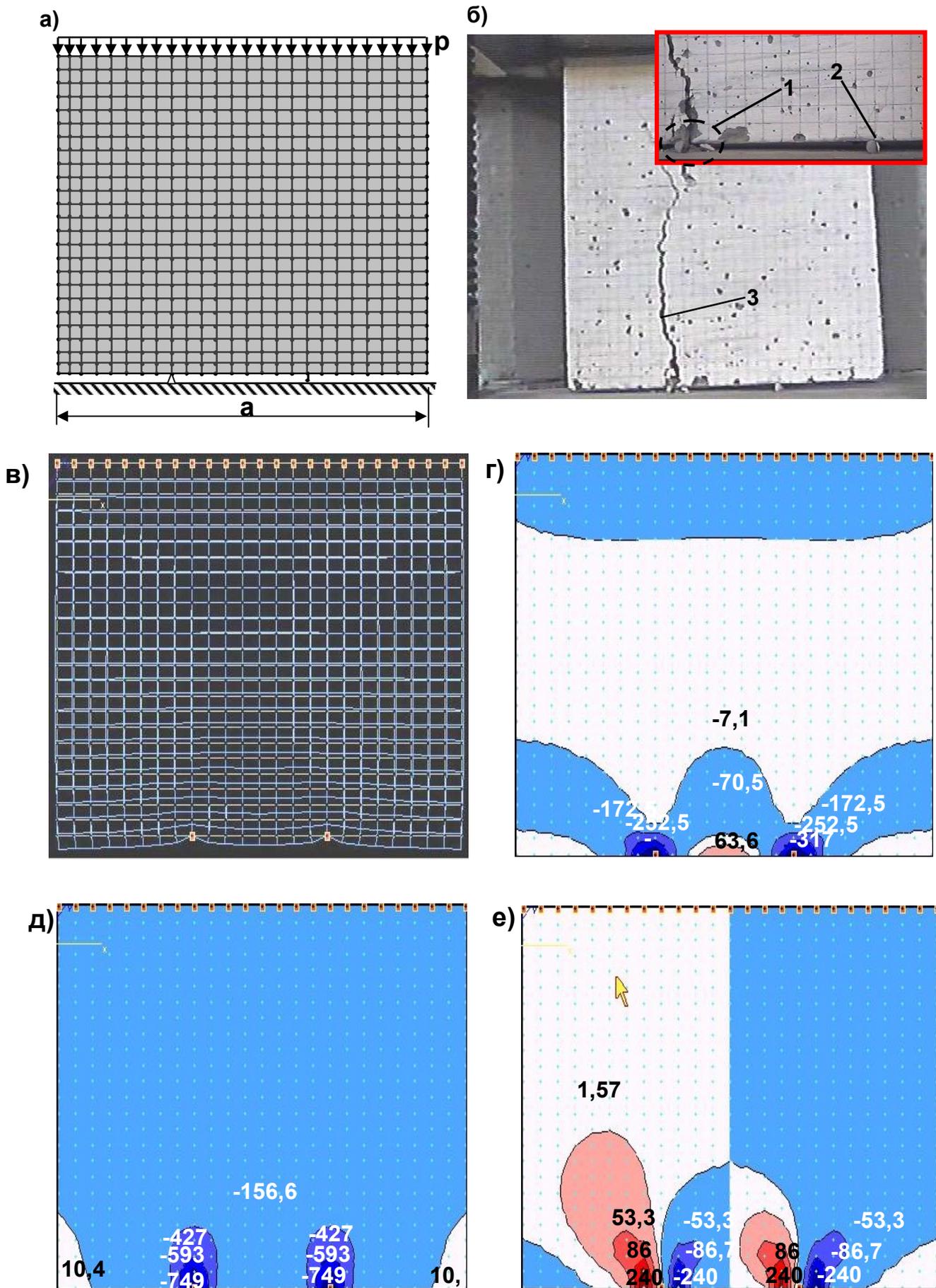


Рис. 3. Испытания образцов без начальных дефектов на сосредоточенную нагрузку при $n=2$

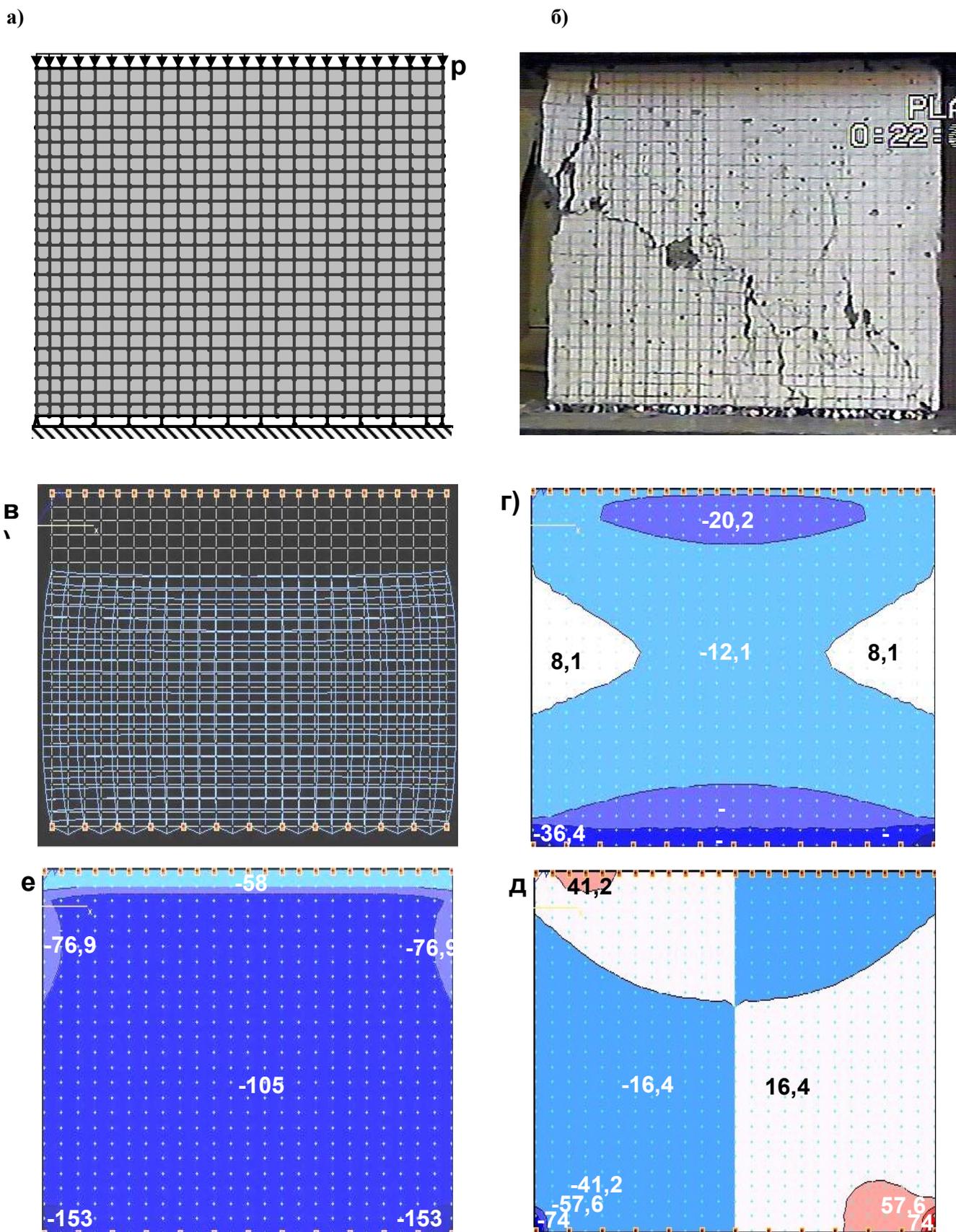


Рис. 4. Испытания образцов без начальных дефектов на сосредоточенную нагрузку при $n = 42$:
 а) расчетная схема; б) картина разрушения;
 в) расчетные деформации; г) распределение горизонтальных напряжений σ_x ;
 д) распределение вертикальных напряжений σ_y ; е) распределение касательных напряжений τ_{xy}

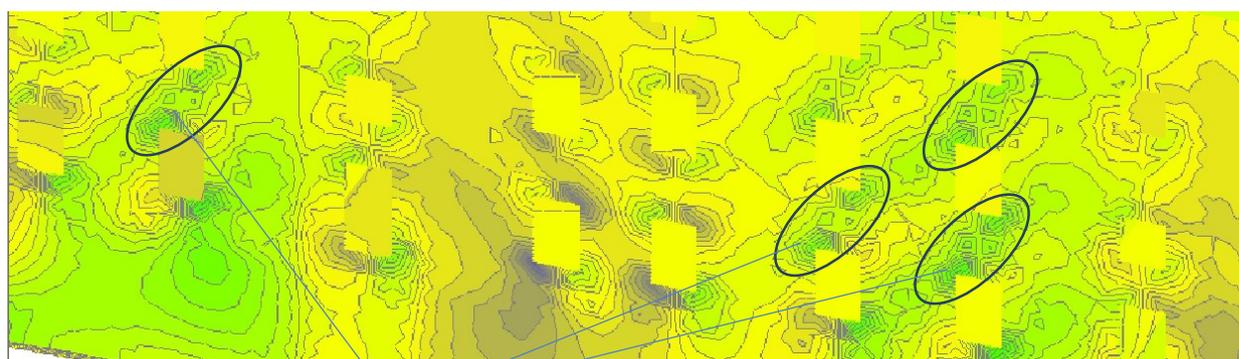
2. Гипотеза распределения внутренних напряжений в нагруженных системах звучит следующим образом: *более прочные элементы, включенные в работу системы, воспринимают на себя нагрузку от окружающих менее прочных элементов.*

Эта гипотеза справедлива и при обратном толковании: менее прочные (ослабленные) элементы разгружают зону своего присутствия, передавая часть своей нагрузки окружающим более прочным элементам. Процесс перераспределения внутренних напряжений нагруженных систем пропорционален степени ослабления элемента, т.е. чем выше разность прочности соседних элементов, тем выше перепад напряжений. Этот закон справедлив для элементов как на макроуровне, так и на микроуровне. Мы можем увидеть действие этого закона также и внутри отдельных элементов.

Например: возьмем столб из кирпичной кладки, он берет на себя нагрузку от рядом расположенных перегородок, но сам содержит в себе множество неоднородностей (плохая перевязка горизонтальных рядов, неоднородность заполнения швов раствором, неоднородность прочности кирпичей и т.д.). Поэтому нагрузка распределяется по телу столба также неоднородно. Появляются перегруженные и недогруженные участки, могут возникнуть эксцентриситеты в элементах, спроектированных как центрально сжатые.

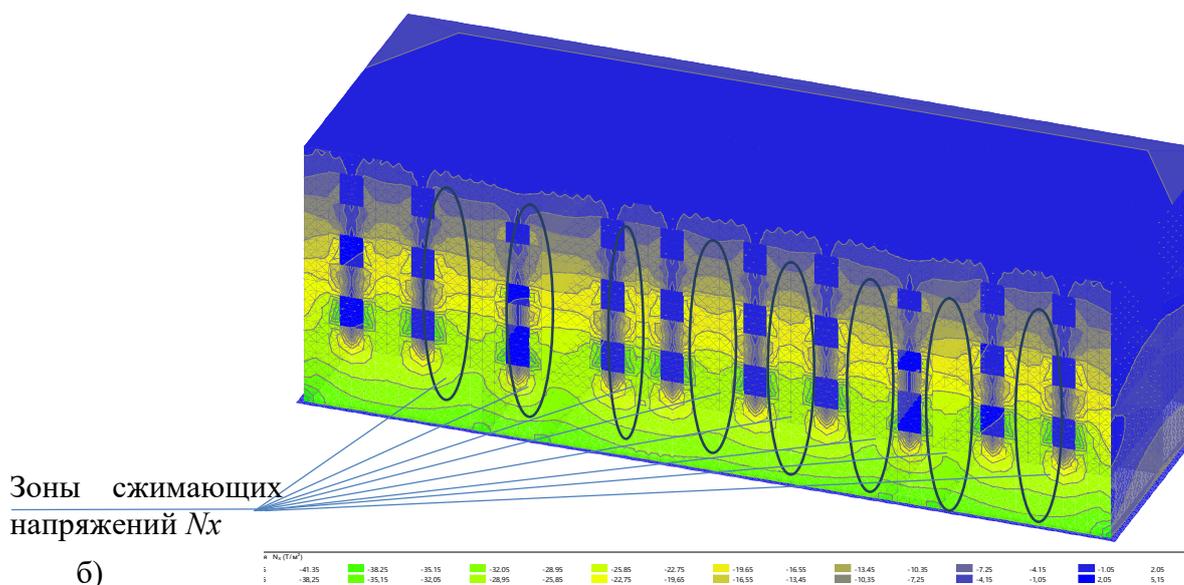
3. Гипотеза последовательных параллельно расположенных концентраторов напряжений: *концентраторы напряжений, расположенные в плоскости, перпендикулярной действию главных суммарных напряжений в системе, являются параллельными; концентраторы, расположенные вдоль оси действия главных напряжений, являются последовательными.* Параллельные концентраторы, расположенные перпендикулярно действующей нагрузке взаимно рассеивают (разделяют между собой) эффект концентрации, а последовательные, т.е. расположенные вдоль действующей нагрузки усиливают эффект концентрации напряжений, они склонны объединяться, образуя продольные трещины. Пример: ряды оконных проемов этажей на фасаде высотного здания (рис. 5)

а)



Зоны растягивающих поперечных напряжений σ_{xy}

Рис. 5 (начало). Оконные проемы как параллельно и последовательно расположенные концентраторы напряжений, а) напряжений σ_{xy} , T/M^2 , N_x T/M^2



Поля сжимающих напряжений N_x (т/м²)

Рис. 5 (окончание). Оконные проемы как параллельно и последовательно расположенные концентраторы напряжений, а) напряжений σ_{xy} , т/м², N_x т/м²

4. Гипотеза об учете взаимного влияния концентраторов напряжений: *если концентраторы напряжений находится в зоне взаимного влияния, то при наложении полей максимальных напряжений концентраторы можно объединить. Концентрации напряжений при этом рассеиваются.*

Нами проведены многочисленные исследования МКЭ полей напряжений и деформации под близко расположенными жесткими штампами при разных схемах нагружении (рис. 6). Основанием являлась упругая среда. Зафиксированы случаи наложения полей. При возникновении зон пластичности и их соприкосновении образуется общая зона, в которой напряжения выравниваются, достигая предела текучести.

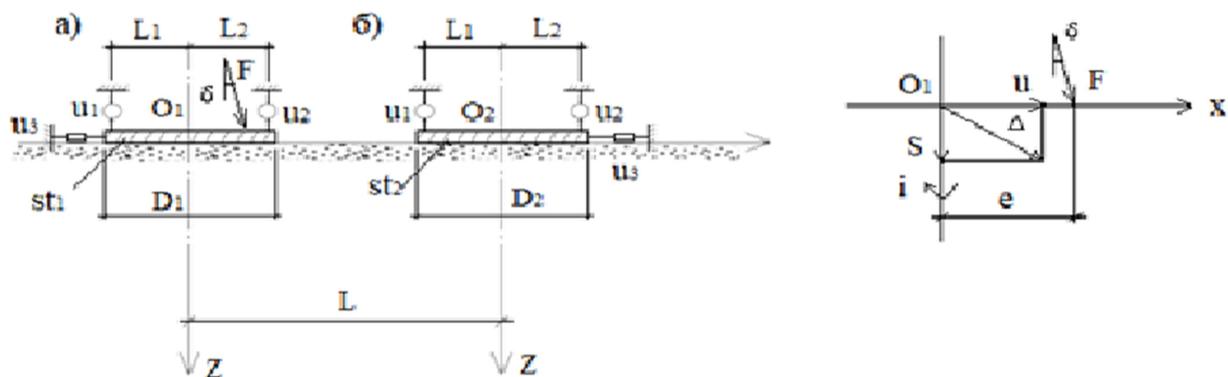


Рис. 6 (начало) Принятые обозначения и схема расположения индикаторов для нагруженного (а) и ненагруженного (б) штампов



Рис. 6. Принятые обозначения и схема расположения индикаторов для нагруженного (а) и ненагруженного (б) штампов

В несущих системах напряжения перераспределяются в соответствии с их жесткостями. При достижении предельных состояний образуются шарниры пластичности (железобетон - А.Р. Ржатицын, металлы С.Ф. Пичугин). Количество их расчет с ростом нагрузки и при развитии реологических процессов. Роль трещин в перераспределении напряжений в строительных конструкциях требует более глубокого изучения (Г. Гриффетс, Ц. Нарвин, Ю. В. Зайцев и др.). Трещина это реакция среды на её НДС, она стремится разгрузить перегруженные зоны.

При строительстве и эксплуатации зданий возникают дефекты в виде трещин, локальных, а иногда и полных разрушений, причинами которых часто являются не учитываемые концентраторы напряжений. Вследствие этого снижаются эксплуатационные качества, надежность и долговечность зданий.

В сложных конструктивных системах влияние концентраторов напряжений не учитывается в виду их многочисленности, «скрытности» и отсутствия надежных методов расчета.

Выводы

Приведен далеко не полный перечень причин концентрации напряжений, который позволяет сосредоточить внимание специалистов на эту сложную и ответственную проблему.

Рассмотрен типичный случай воздействия сосредоточенных сил, возникающих при некачественном выполнении строительных работ. Показаны особенности процесса деформирования и разрушения.

В дальнейшем возможна разработка подробной классификации концентраторов напряжений для различных практических ситуаций, полученные функции влияния концентраторов и их комбинаций на НДС системы, моделирование и численный анализ.

Библиографический список

1. Андреев, А. В. расчет деталей машин при сложном напряженном состоянии / А. В. Андреев. - М.: Машиностроение, 1981. - 216 с.
2. Гарагаш, Б. А. Надежность пространственных регулирующих систем "основание - сооружение " при неравномерных деформациях основания: монография в 2-х томах / Б. А. Гарагаш. - Том II. - М.: АСВ, 2012. – 472 с.

3. Кузнецов, И. Н. Влияние локального изменения характеристик грунтового основания на напряженно-деформированное состояние кирпичных жилых зданий / И. Н. Кузнецов // Строительная механика и конструкции. – 2011.- Вып N1(2).- С. 52-56.
4. Леденёв, В. В. Прочность и трещиностойкость стен: монография / В. В. Леденёв. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. - 224 с.
5. Леденёв, В., В. Аварии, разрушения и повреждения. Причины, последствия и предупреждения: монография / В. В. Леденёв, В. И. Скрылев. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2017. – 440 с.
6. Леденёв, В. В. Деформирование и разрушение оснований, фундаментов, строительных материалов и конструкции (теория, эксперимент): монография / В. В. Леденёв. - Тамбов: Изд. центр ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2018. – 464 с.
7. Малинин, Н. Н. Прикладная теория пластичности и ползучести: учебник / Н. Н. Малинин. – М.: Машиностроение, 1975, 400 с.
8. Надан, А. Пластичность и разрушение твёрдых тел : пер. с англ. / А. Надан . – М. : Мир, 1969. Т.2. – 8 64 с.
9. Пангаев, В. В. Развитие расчетно-теоретических методов исследования прочности кладки каменных конструкций: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. / В. В. Панаев.– Новосибирск: НГАСУ, 2009. – 35 с.
10. Савинов, Я. В. Основные причины повреждения несущих стеновых конструкций и рекомендации по их предотвращению на примере города Тамбова: дисс. канд. техн. наук. 0523.01 / Я. В. Савинов. –Воронеж: ВГАСУ, 2008. – 235с.
11. Сафронов, В. С. Влияние деформативности опорных закреплений на напряженно-деформированное состояние сводчатых пролётных строений грунтозасыпных мостов/ В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Строительная механика и конструкции.- Воронеж. - 2011. - Вып. N1(2). – С. 57-66.
12. Седов, Л. И. Механика сплошной среды: монография/ Л. И. Седов. - М.: Наука. Т. 1. – 536 с.
13. Трещёв, А. А. Теория деформирования и прочности материалов с изначальной или наведённой чувствительностью к виду напряженного состояния. Определяющие соотношения: научное издание / А. А. Трещёв. – Тула: Изд-во ТулГУ, 2016. -326 с.
14. Siwik D., Miedziałowski Cz. Influence of Deep Building Foundations On Exsisting Buildings Avil and Envizonmental Civil Engineering and Architecture. - (2013). Vol. 4. No. 1. 2013, - P. 61-68.
15. Miedziałowski Cz., Siwik D. The Impact of Deep Foundations of Building Structures on the Neighbouring a Static Analysis. American Journal of Civil Engineering and Architecture. - 2014. Vol. 2. No. 4. - P. 136-142.

References

1. Andreev A.V. Calculation of machine parts in a complex stress state. Moscow: Mashinostroenie, 1981. 216 p.
2. Garagash B.A. Reliability of spatial regulating systems "base - structure" with uneven deformations of the base: a monograph in 2 volumes. Vol.2. M.: ASV, 2012. 472 p.
3. Kuznetsov I.N. Influence of local changes in the characteristics of the soil base on the stress-strain state of brick residential buildings. Building mechanics and structures. No. 1(2). 2011. Pp. 52-56.
4. Ledenev V.V. Strength and crack resistance of walls: monograph. Tambov: Publishing house of FGBOU VPO "TSTU", 2015. 224 p.
5. Ledenev V.V. Accidents, destruction and damage. Causes, consequences and warnings: monograph. Tambov: Publishing house of FGBOU VPO "TSTU", 2017. 440 p.

6. Ledenev V.V. Deformation and destruction of foundations, foundations, building materials and structures (theory, experiment): monograph. Tambov: Ed. center FGBOU VO "TSTU", 2018. 464 p.
7. Malinin N.N. Applied theory of plasticity and creep: textbook. M.: Mechanical Engineering, 1975. 400 p.
8. Nadan A. Plasticity and fracture of solids: trans. from English. Vol .2. M.: Mir, 1969. 864 p.
9. Pangaev V.V. Development of computational and theoretical methods for studying the strength of masonry of stone structures: author. dis. ... Dr. Tech. sciences. Novosibirsk: NGASU, 2009. 35 p.
10. Savinov Ya.V. The main causes of damage to load-bearing wall structures and recommendations for their prevention on the example of the city of Tambov: diss. Cand. tech. sciences. Voronezh: VGASU, 2008. 235p.
11. Safronov V.S. Influence of deformability of support fastenings on the stress-strain state of the vaulted span structures of earth-filling bridges. Building mechanics and structures. Voronezh. No. 1(2). 2011. Pp. 57-66.
12. Sedov L.I. Continuum mechanics: monograph. Vol. 1. M.: Science. 536 p.
13. Treschev A.A. Theory of deformation and strength of materials with initial or induced sensitivity to the type of stress state. Defining relations: scientific publication. Tula: Publishing house of TulSU, 2016. 326 p.
14. Siwik D., Miedziałowski Cz. Influence of Deep Building Foundations On Existing Buildings Avil and Environmental Civil Engineering and Architecture. Vol. 4. No. 1. 2013. Pp. 61-68.
15. Miedziałowski Cz., Siwik D. The Impact of Deep Foundations of Building Structures on the Neighboring a Static Analysis. American Journal of Civil Engineering and Architecture. Vol. 2. No. 4. 2014. Pp. 136-142.

CONCENTRATORS IN BUILDINGS WITH BRICK WALLS

Ali Yasir Al-Buheiti¹, V.V. Ledenev², Ya.V. Savinov³, O.V. Umnova⁴
 Tambov State Technical University^{1,2,4}
 LLC JV «Mostostroy»³
 Russia, Tambov

¹ Graduate Student of the Department of Construction of Buildings and Structures; tel.: +7(900)4938460, e-mail: al_bukhaiti@mail.ru

² Dr. of Tech. Sciences, Professor of the Department of Construction of Buildings and Structures

³ PhD of Tech. Sciences, Engineer of Technical Control; tel.: + 7(995)7307609, e-mail: savinov.yv@mail.com

⁴ PhD of Tech. Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Buildings and Structures,

A general analysis of the causes of accidents, destruction and damage is given, which indicates that the concentrators and stress concentrations not taken into account in the calculations are the main reasons for standard situations at various stages of the existence of buildings and structures. Hypotheses are expressed about the stress-strain state of brick walls depending on the type and location of concentrated stress concentrators. The results of experiments and mathematical modeling in the SCAD program are presented, which confirm our hypotheses. The proposed article reflects only in general terms the entire volume of research of the working group on the topic of analyzing the interaction of stress concentrators with each other, and their influence on the operation of the supporting system at the macro and micro levels. The list of hypotheses formulated in the article, after their comprehensive study, can be further expanded and will allow obtaining the status of postulates.

Keywords: brick buildings, stress concentrators, hypotheses, wall damage, laboratory experiments, numerical studies.

К юбилею профессора Сафронова В. С.



4 октября 2020 года исполняется 80 лет главному редактору журнала «Строительная механика и конструкции», выдающемуся учёному и педагогу, признанному специалисту в области динамического расчёта автодорожных мостов Сафронову В.С. Профессиональный путь доктора технических наук, профессора кафедры строительной механики Владимира Сергеевича Сафронова – прекрасный пример органичного сочетания научной, педагогической и инженерной деятельности. Во всех этих областях Владимир Сергеевич добился наивысших результатов:

- в науке – это развитие передовых направлений исследований, создание научной школы строительной механики, одной из лучших в стране;

- в педагогической деятельности – многолетнее руководство кафедрой, воспитание квалифицированных специалистов,

создание новых актуальных дисциплин, основанных на собственных знаниях и опыте;

- в практической деятельности – обеспечение надёжной и безаварийной эксплуатации сотен мостовых сооружений.

Вся жизнь Владимира Сергеевича, включая студенческие годы, прошла в Воронеже, в стенах вуза ВИСИ – ВГАСА – ВГАСУ – ВГТУ: окончание с отличием строительного факультета в 1963 г., путь от ассистента до профессора (1963 – 1984), заведование кафедрами теоретической механики (1981 – 1987), строительной механики (1987 – 2009), активная деятельность как профессора кафедры строительной механики в настоящее время.

Свою кандидатскую диссертацию, посвящённую исследованию колебаний плитных систем при действии автомобильной нагрузки, Владимир Сергеевич защитил в 1970 г. в диссертационном совете Воронежского инженерно-строительного института, докторскую диссертацию на тему «Актуальные проблемы статики и динамики современных автодорожных мостов» – в 1984 г. в диссертационном совете Московского института инженеров транспорта.

В деятельности Владимира Сергеевича особенно выделяется сохранение и развитие традиций кафедры строительной механики, без которых её нельзя представить и которые сохраняются в памяти многих поколений инженеров на протяжении их последующей профессиональной жизни. То, что было создано учителями В. С. Костроминым, Я. Б. Львиным, А. Г. Барчёнковым, Н. М. Кирсановым, под руководством Владимира Сергеевича стало научной и методической базой для последующих исследований, воспитания новых специалистов и единомышленников в профессии.

Главными в научных исследованиях В. С. Сафронова являются два взаимосвязанных направления:

- вероятностный анализ колебаний мостов различных систем при движении транспортных потоков;

– развитие теории риска для оценки работоспособности строительных конструкций при сейсмических воздействиях и критических нагрузках.

На этих направлениях под руководством В. С. Сафронова подготовлены и защищены 19 кандидатских и одна докторская диссертация. Его ученики сформировали нынешний состав кафедры строительной механики, а также успешно работают на других кафедрах опорного университета. Кандидаты наук, бывшие аспиранты Владимира Сергеевича – граждане Алжира, Вьетнама, Сирии.

По результатам своих исследований Владимир Сергеевич опубликовал более 250 научных работ: статей, монографий, учебных пособий, докладов на конференциях. В. С. Сафронов является руководителем ежегодной научно-практической конференции по строительной механике эксплуатируемых мостов. Большим интересом среди специалистов пользовались сборники статей, выпускаемые в течение многих лет под его научным редактированием. Сегодня это новый рецензируемый журнал «Строительная механика и конструкции», который в настоящее время рассматривается для включения в список ВАК по разделу «Строительство».

Владимир Сергеевич возглавляет научную и профессиональную школу воронежских строителей. Уникальные знания как инженера-профессора позволяют ему быть понятным и убедительным в любом кругу: среди учёных-исследователей, практических инженеров, в студенческой аудитории, на совещаниях хозяйственных руководителей. Инженерный кругозор, педагогический опыт позволили ему создать и возглавить наиболее прогрессивное на строительном факультете направление подготовки магистров «Теория и проектирование зданий и сооружений». За короткий срок на кафедре строительной механики подготовлена большая группа молодых высокообразованных специалистов – проектировщиков и исследователей, будущей опоры инженерного корпуса Воронежа.

Начиная с 1992 г. В. С. Сафронов входит в состав главного для нашего университета специализированного докторского совета по строительным специальностям и возглавляет направление научной аттестации по строительной механике. О его признании как специалиста свидетельствует утверждение в качестве заместителя председателя специализированного Совета по присуждению ученых степеней при ВГТУ

Как заведующий кафедрой В. С. Сафронов был неизменно безупречен. За годы его руководства кафедра строительной механики сохранила свои лучшие черты высокопрофессионального педагогического коллектива, постоянно находясь на передовых позициях строительной отрасли. Творческая и деловая атмосфера на кафедре поддерживалась высоким авторитетом её заведующего и общим пониманием значимости преподаваемых дисциплин. Владимир Сергеевич как никто умеет ценить научные успехи коллег. Ему присуще умение увидеть лучшие профессиональные качества и помочь реализоваться каждому работнику кафедры и даже учащимся.

В. С. Сафронов выполняет большой объём научных исследований на строящихся и эксплуатируемых мостах на территории России. Его руководство предприятием «Дормост», личное участие в мониторинге, диагностике, обследованиях и испытаниях сотен мостовых сооружений (в том числе через крупные водные преграды: Волга, Дон, Днепр, Ворона, Воронеж, Сура и другие) являются заметным вкладом в устойчивость работы дорожной сети страны.

Нет сомнений, Владимир Сергеевич – лидер, созидатель, высоконравственная личность. Без этих качеств результаты, которых он добился, невозможны. Не вызывает сомнений, что своими усилиями он повлиял на качество образования не только прошлых и настоящих, но и, через своих учеников, будущих поколений выпускников нашего университета. Среди наград, которых он удостоен, мы, его коллеги, выделяем звание Заслуженного работника высшей школы РФ.

Выражая Владимиру Сергеевичу своё глубокое уважение и признательность за многолетнее сотрудничество, мы уверены, что он не остановится на своём профессиональном пути. Надеемся быть свидетелями его новых профессиональных достижений.

Редколлегия журнала

Основные публикации доктора технических наук,
профессора кафедры строительной механики ВГТУ

САФРОНОВА ВЛАДИМИРА СЕРГЕЕВИЧА

1. РАСЧЕТ ВИСЯЧИХ И ВАНТОВЫХ МОСТОВ НА ПОДВИЖНУЮ НАГРУЗКУ
Сафронов В.С. Воронеж, 1983.
2. АКТУАЛЬНЫЕ ЗАДАЧИ СТАТИКИ И ДИНАМИКИ СОВРЕМЕННЫХ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ
Сафронов В.С.
Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Московский государственный университет путей сообщения. Москва, 1984
3. ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СПЕЦИАЛЬНЫХ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ И КОНСТРУКЦИЙ
Ананьин А.И., Барченков А.Г., Сафронов В.С.
Справочник проектировщика / Москва, 1986.
4. ВЫНУЖДЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ КАК СЛУЧАЙНЫЙ ПРОЦЕСС
Барченков А.Г., Мальцев Р.И., Сафронов В.С.
Прикладная механика. 1971. Т. 7. № 3. С. 33.
5. ПРИМЕНЕНИЕ КОРРЕЛЯЦИОННОЙ ТЕОРИИ ДЛЯ ДИНАМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ МОСТОВ
Барченков А.Г., Котуков А.Н., Сафронов В.С.
Строительная механика и расчет сооружений. 1970. № 4. С. 43.
6. СУПЕРЭЛЕМЕНТНЫЙ РАСЧЕТ В СМЕШАННОЙ ПОСТАНОВКЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ, ИМЕЮЩИХ ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ
Сафронов В.С., Петранин А.А., Петреня Е.Н.
Известия высших учебных заведений. Правоведение. 1995. № 6. С.
7. АЛГОРИТМ РАСЧЕТА РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ПЛИТНО-БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ НАКЛАДНОЙ ПЛИТОЙ
Сафронов В.С., Степанов С.Д.
Известия высших учебных заведений. Строительство. 1998. № 11-12. С. 117.
8. ИЗМЕРЕНИЯ НАТУРНЫХ КОЛЕБАНИЙ ДЕФЕКТНОЙ РУСЛОВОЙ ОПОРЫ АВТОДОРОЖНОГО МОСТА И ИХ РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ НА ЭВМ С ПОМОЩЬЮ МКЭ
Сафронов В.С., Петранин А.А., Петреня Е.Н.
Научный вестник ВГАСУ. Серия: Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений. 2005. № 2. С. 120-127.
9. ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАЗРЕЗНЫХ БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ
Сафронов В.С., Косенко М.В.

Научный вестник ВГАСУ. Серия: Дорожно-транспортное строительство. 2004. № 2. С. 12-17.

10. РАСЧЕТНЫЕ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РИСКА РАЗРУШЕНИЯ КОСООПЕРТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ АПРОБАЦИЯ
Сафронов В.С., Барабаш Д.Е., Доманов Д.И.
Научный журнал строительства и архитектуры. 2015. № 2 (38). С. 84-96.
11. ВЕРОЯТНОСТНАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ВРЕМЕННЫХ СТАТИЧЕСКИХ НАГРУЗОК
Сафронов В.С., Зазвонов В.В.
Научный журнал строительства и архитектуры. 2016. № 2 (42). С. 83-90.
12. АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ РАЗВИТИЯ ТЕОРИИ ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОТ ТАНЦУЮЩИХ ГРУПП ЛЮДЕЙ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
Сафронов В.С., Антипов А.В.
Строительная механика и конструкции. 2014. Т. 1. № 9. С. 5-15.
13. ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВИСЯЧИХ ДВУХПИЛОННЫХ ТРУБОПРОВОДНЫХ ПЕРЕХОДОВ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ПОДВЕСКАМИ
Сафронов В.С., Доманова Ю.А.
Научный журнал строительства и архитектуры. 2015. № 1(37). С. 112-123.
14. НЕЛИНЕЙНЫЙ СТАТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ВИСЯЧЕГО ТРУБОПРОВОДНОГО ПЕРЕХОДА НА ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ
Сафронов В.С., Доманова Ю.А.
Научный журнал строительства и архитектуры. 2014. № 3 (35). С. 118-127.
15. ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ЭКСПЛУАТИРУЕМОГО ПУТЕПРОВОДА
Сафронов В.С., Опабола Е.А.
Строительная механика и конструкции. 2015. Т. 1. № 10. С. 57-67.
16. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО СТЕРЖНЯ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ
Сафронов В.С., Катембо А.Л.
Строительная механика и конструкции. 2016. Т. 1. № 12. С. 64-74.
17. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ РИСКА РАЗРУШЕНИЯ ДЛИТЕЛЬНО ЭКСПЛУАТИРУЕМОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЯ
Сафронов В.С., Чан Д.Т.
Строительная механика и конструкции. 2016. Т. 2. № 13 (13). С. 45-54.
18. РАСЧЕТНАЯ ОЦЕНКА ВЕРОЯТНОСТИ РАЗРУШЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ ПРИ ИЗГИБЕ
Сафронов В.С., Ншимиримана Ж.Д.Д.
Строительная механика и конструкции. 2016. Т. 2. № 13 (13). С. 63-70.

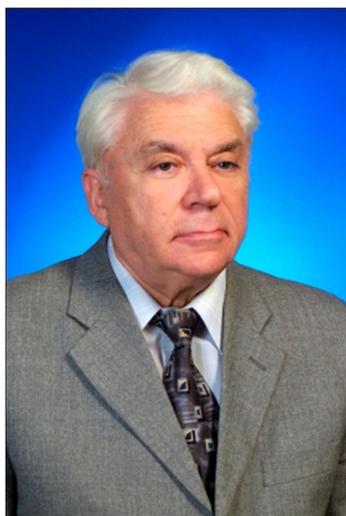
19. ПРЕДОТВРАЩЕНИЕ РАЗРУШЕНИЯ ВИСЯЧИХ ТРУБОПРОВОДНЫХ ПЕРЕХОДОВ ПРИ ВНЕЗАПНОЙ ОСТАНОВКЕ НАСОСА
Сафронов В.С., Доманова Ю.А.
В сборнике: Механика разрушения бетонов, железобетонов и других строительных материалов Сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции: в двух томах. 2013. С. 39-46.
20. СОВРЕМЕННЫЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫЕ МОДЕЛИ БАЛОЧНЫХ БЕЗДИАФРАГМЕННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ
Сафронов В.С., Антипов А.В.
Строительная механика и конструкции. 2013. № 1. С. 92.
21. ДИНАМИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ И ПАРАМЕТРЫ СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ КОСЫХ РАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ
Сафронов В.С., Доманов Д.И.
Строительная механика и конструкции. 2013. Т. 1. № 6. С. 110-118.
22. АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО – ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТРУКТУРНОГО ПОКРЫТИЯ НА ОСНОВЕ ПКВ SCAD
Сафронов В.С., Барченкова Н.А., Блинова А.А.
Строительная механика и конструкции. 2013. Т. 1. № 6. С. 67-74.
23. ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВИСЯЧЕГО ТРУБОПРОВОДНОГО ПЕРЕХОДА НА ВОЗДЕЙСТВИЯ ОТ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА ПРИ ВНЕЗАПНОЙ ОСТАНОВКЕ НАСОСА
Сафронов В.С., Доманова Ю.А.
Строительная механика и конструкции. 2013. Т. 1. № 6. С. 75-84.
24. СОВРЕМЕННЫЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫЕ МОДЕЛИ БАЛОЧНЫХ БЕЗДИАФРАГМЕННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ
Сафронов В.С., Антипов А.В.
Строительная механика и конструкции. 2013. Т. 1. № 6. С. 93-103.
25. КОЛЕБАНИЯ И ПРОЧНОСТЬ СОВРЕМЕННЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ МАССОВЫХ РАЗВЛЕКАТЕЛЬНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ
Сафронов В.С., Антипов А.В.
Строительная механика и конструкции. 2013. Т. 2. № 7. С. 44-55.
26. КОЛЕБАНИЯ НЕРАЗРЕЗНОГО ПЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА ПРИ ПРОЕЗДЕ ТРЕХОСНОГО АВТОМОБИЛЯ
Сафронов В.С., Антипов А.В.
Транспортные сооружения. 2019. Т. 6. № 2. С.6
27. РАЗВИТИЕ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ПРОБЛЕМАМ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ И МЕХАНИКИ ГРУНТОВ
Сафронов В.С.
В сборнике: НЕЛИНЕЙНАЯ МЕХАНИКА ГРУНТОВ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ В ГЕОТЕХНИКЕ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ. материалы международной конференции . 2019. С. 8-22.

28. ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОВРЕЖДЕННОЙ ДВУТАВРОВОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ МОСТОВОЙ БАЛКИ
Сафронов В.С., Антипов А.В., Хаустов А.В.
Строительная механика и конструкции. 2019. Т. 3. № 22. С. 39-51.
29. АПРОБАЦИЯ ЭФФЕКТИВНОЙ МЕТОДИКИ ДИНАМИЧЕСКОГО РАСЧЕТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА
Сафронов В.С., Антипов А.В.
Транспортные сооружения. 2020. Т. 7. № 2. С. 6.

Инженер, Учёный, Педагог, Человек

(памяти профессора Шапиро Д. М.)

9. 03. 1938 – 8. 09. 2020



8 сентября 2020 года на 83-м году ушёл из жизни член редколлегии научного журнала «Строительная механика и конструкции» профессор, доктор технических наук Давид Моисеевич Шапиро, много лет проработавший в инженерно-проектной и педагогической сферах деятельности.

Давид Моисеевич родился в г. Киеве 9 марта 1938 года, после окончания в 1960 году Воронежского инженерно-строительного института много лет проработал в Воронежском филиале ГипродорНИИ в должности инженера, старшего инженера, начальника отдела проектирования искусственных сооружений, главного специалиста, главного инженера проекта, заместителя главного инженера-начальника технического отдела. За время работы в должности начальника проектирования искусственных сооружений Воронежского филиала ГипродорНИИ (1964-1990 гг.) Д. М. Шапиро осуществил руководство и принял участие в проектировании более 600 больших и средних мостов на территории Российской Федерации, в том числе 6 мостов через р. Дон, 2-х мостов через р. Сейм, через р. Белую в Башкирии, через р. Мокшу в Рязанской области, через реку Западную Двину в Смоленской области и других объектов. За период работы в должности главного специалиста, главного инженера проекта, заместителя главного инженера (1991-1998 гг.) Д. М. Шапиро осуществлял руководство проектированием мостов через р. Днепр на обходе г. Дорогобужа в Смоленской области, через р. Битюг на а/д Москва-Воронеж-Ростов в Воронежской области, мостовых переходов через р. Жиздру и р. Угру в Калужской области, строительство которых закончено в 1995 г., а также ряде других объектов. Кроме того, Д. М. Шапиро является автором типового проекта свайно-стенчатых опор автодорожных мостов, серия 3.503.1-109.93 (1993 г.).

С 1998 по 2006 год работал в должности начальника, главного инженера проектного отдела строительно-проектного предприятия ООО «Мостинжсервис», главного инженера проектного предприятия ООО «Мостинжсервис плюс». В этот период Д. М. Шапиро руководил проектированием объектов дорожного хозяйства (новое строительство, реконструкция, ремонт мостовых сооружений, автомобильных дорог), в том числе уникального моста через р. Дон длиной 590 м на автомагистрали «Дон», принимал участие в разработке и реализации технологии ремонтов и реконструкций мостовых сооружений без перерыва движения. Под руководством и при участии Д. М. Шапиро разработано более 10 типовых проектов мостовых опор, технологическая линия проектирования мостов в составе САПР автомобильных дорог, которая успешно функционирует с начала 80-х годов и применяется в большинстве дорожных проектных организаций России (ГипродорНИИ и его филиалах, Союздорпроекте и др. институтах).

В 1972 г. Д. М. Шапиро закончил аспирантуру Воронежского инженерно-строительного института. В 1976 г. ему была присвоена учёная степень кандидата тех-

нических наук. В 1991 г. Д. М. Шапиро успешно защитил (в специализированном Совете Московского инженерно-строительного института) докторскую диссертацию на тему «Математическое моделирование и методы расчёта автодорожных мостов». Д. М. Шапиро является автором более 200 научных работ (статей, научных сообщений, методических документов по проектированию).

С 1992 года Д. М. Шапиро по совместительству активно включился в преподавательскую деятельность на кафедре строительной механики Воронежского государственного архитектурно-строительной академии, а затем университета. Он разработал и вел учебные курсы по дисциплинам «Проектирование фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях», «Методы конечных и граничных элементов в строительной механике», «Моделирование работы несущих конструкций транспортных сооружений», «Математическое и информационное обеспечение САПР объектов строительства», «Нелинейная механика грунтов». В 1994 году ему присвоено ученое звание профессор. Основные научные достижения профессора Д.М. Шапиро изложены в книгах «Теория и расчётные модели оснований и объектов геотехники», «Метод конечных элементов в строительном проектировании», «Нелинейная механика грунтов», каждая из которых выдержала два издания. Научные труды, написанные Давидом Моисеевичем, в которых очень понятно и доступно изложены сложные научные проблемы, на многие годы останутся актуальными и востребованными специалистами.

С 2006 г. до последнего времени Д. М. Шапиро работал в должности профессора кафедры строительной механики Воронежского государственного инженерно-строительного университета – Воронежского государственного технического университета, не оставляя инженерно-проектную деятельность и работая по совместительству в ООО «Центр-Дорсервис», проектируя объекты автодорожной инфраструктуры и сооружения на них.

Профессор Д. М. Шапиро подготовил 6 кандидатов наук по специальностям 05.23.17 – Строительная механика, 05.23.11 – Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей. Все защитившиеся аспиранты в настоящее время занимают ведущие должности в строительных и проектных организациях.

В 1998 году профессору Д. М. Шапиро присвоено учёное звание члена-корреспондента академии естествознания. В этом же году он награждён значком «Почётный дорожник». В 2002 году Д. М. Шапиро был принят в постоянные члены Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (в 2008 году награждён медалью им. Н. М. Герсеванова). В 2009 году Д. М. Шапиро присвоено почетное звание «Заслуженный строитель Российской Федерации».

За годы инженерной, научной и педагогической деятельности Давид Моисеевич проявил себя умелым высококвалифицированным специалистом, организатором, выдающимся ученым, воспитателем и неординарной интересной личностью, он был очень добрым, отзывчивым и интеллигентным человеком. Благодарные ученики, коллеги по работе в проектных организациях, преподаватели и сотрудники университета, все, знавшие этого замечательного человека, сохраняют о нём светлую память.

Редколлегия журнала

Основные публикации доктора технических наук,
профессора кафедры строительной механики ВГТУ

ШАПИРО ДАВИДА МОИСЕЕВИЧА

1. СПОСОБ ПРОСТРАНСТВЕННОГО РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ.
Шапиро Д.М. / Основания, фундаменты и механика грунтов, 1979. №3. С.11-13.
2. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ БЕРЕГОВЫХ ОПОР НА ЭВМ Шапиро Д.М., Безрядин А.В., Дыбов В.С. / Автомобильные дороги, 1984. №7. С.17-18.
3. ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ В НЕЛИНЕЙНОЙ ПОСТАНОВКЕ. Шапиро Д.М. / Основания, фундаменты и механика грунтов. 1985. №5. С. 19-21.
4. ПОЛТОРАК Г.В. ВНЕДРЕНИЕ НЕЛИНЕЙНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОСНОВАНИЙ И ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ.
Шапиро Д.М. Межвуз. сб. научных трудов / Марийский политех. ин-т, 1990.
5. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА УСТОЕВ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ. Шапиро Д.М. / Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Московский инженерно-строительный институт. Москва, 1991.
6. УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ.
Шапиро Д.М., Зоценко Н.Л., Беда С.В. // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1996. №6. С. 34-39.
7. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ И ОСНОВАНИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. Шапиро Д.М. Учеб. пособие / Воронеж, 1996. 80 с.
8. УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ МКЭ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ.
9. Шапиро Д.М., Гузеев Р.Н. Математическое моделирование в механике сплошных сред на основе методов граничных и конечных элементов. Доклады XVII Международной конференции. – СПб.: НИИХ, СПбУ, 1999. С.297-300.
10. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ И ИНФОРМАЦИОННОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ САПР ОБЪЕКТОВ СТРОИТЕЛЬСТВА. Шапиро Д.М. / Учебное пособие / Воронеж, 1999.
11. РАСЧЕТ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВЫХ ОПОР.
Шапиро Д.М., Мельничук Н.Н. / Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений, 2004. С. 56-59.

12. СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ПРОСТРАНСТВЕННОГО РАСЧЕТА БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ.
Шапиро Д.М. Агарков А.В. / Научный вестник ВГАСУ. Серия: Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений. – Воронеж, 2004. Вып.1. С. 52-55.
13. ЛИКВИДАЦИЯ ОПОЛЗНЕВОГО СДВИГА БЕРЕГОВОГО СКЛОНА В ЗОНЕ СТРОИТЕЛЬСТВА БОЛЬШОГО МОСТА. Шапиро Д.М., Мельничук Н.Н. / Світ геотехніки, 2006. №1. С.13-17.
14. РАСЧЕТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАГРУЖЕНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ОСЕВОЙ СИЛОЙ. Шапиро Д.М., Мельничук Н.Н. Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных условиях / Труды международной научно-технической конференции. Том 1. Уфа, 2006. С. 155-164.
15. РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ КОНСТРУКЦИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ПЛИТНО-РЕБРИСТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ, ВЫПОЛНЕННЫХ ПО ТИПОВОМУ ПРОЕКТУ 1957.
Шапиро Д.М./Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений, 2007. С. 63-70.
16. РАСЧЕТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВДАВЛИВАНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ В НЕСВЯЗНЫЕ ГРУНТЫ. Шапиро Д.М. / В сборнике: Геотехнические проблемы строительства, реконструкции и восстановления надежности зданий и сооружений. Материалы международной научно-технической конференции, 26-28 июня 2007. Редактор: Ильичев В. А.; Липецкий государственный технический университет. Липецк, 2007. С. 168-171.
17. ИЗГИБ ДЛИННОМЕРНЫХ ЗВЕНЬЕВ ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ В ПРОДОЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ.
Шапиро Д.М. . Липецк, 2007. С. 168-171.
18. НЕЛИНЕЙНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА В СОВРЕМЕННОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ (НА ПРИМЕРАХ ОБЪЕКТОВ ГЕОТЕХНИКИ И МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ). Шапиро Д.М., Агарков А.В., Мельничук Н.Н., Чан Тхи Тхюи Ван. /Научный Вестник Воронежского государственного университета. Серия «Строительство и архитектура». Воронеж, 2009. Вып.3(15). С. 85-94.
19. ДЕФОРМАЦИОННЫЙ НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК В СОСТАВЕ ПЛИТНО-РЕБРИСТЫХ СИСТЕМ.
Шапиро Д.М., Тютин А.П. / Бетон и железобетон, 2011. №6. С.19-23.
20. ТЕОРИЯ И РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ОСНОВАНИЙ И ОБЪЕКТОВ ГЕОТЕХНИКИ. Шапиро Д.М. Воронеж: Научная книга, 2012. №6. С.19-23.
21. УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ. Ша-

- пиро Д.М., Готман Ю.А. / Основания, фундаменты и механика грунтов, 2013. №4. С. 19-23.
22. МЕТОД КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В СТРОИТЕЛЬНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ. Шапиро Д.М. Научная книга, Воронеж, 2013. 181 С.
 23. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЁТА ОСНОВАНИЙ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК И АРМОГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ Шапиро Д.М., Тарасов А.А / Строительная механика и конструкции, Воронеж, 2013. Т. 1. № 6. С. 53-57.
 24. НЕЛИНЕЙНОЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ МОСТОВЫХ ПЛИТНО-БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ Шапиро Д.М., Тютин А.П. / Строительная механика и конструкции. Воронеж, 2014. Вып. №1 (8). С. 78-87.
 25. РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ОТКОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ПОДПОРНЫХ СТЕНОК. Шапиро Д.М., Тарасов А.А. / Основания, фундаменты и механика грунтов, 2014. №4. С. 13-18.
 26. НЕЛИНЕЙНОЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ МОСТОВЫХ ПЛИТНО-БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ. Шапиро Д.М., Тютин А.П. / Строительная механика и конструкции, 2014. № 1(8). С. 78-87.
 27. РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ОСНОВАНИЙ ОТКОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ И АРМОГРУНТОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК Шапиро Д.М., Тарасов А.А / Основания, фундаменты и механика грунтов, 2014. № 4. С. 13-18.
 28. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ ОТ ВРЕМЕННОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ В ДВУХБАЛОЧНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ. Шапиро Д.М., Мамонов А.В. / Строительная механика и конструкции, 2014. Т. 2. № 9. С. 58-63.
 29. АНАЛИЗ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ТЕОРИИ ПЛАСТИЧЕСКОГО ТЕЧЕНИЯ Шапиро Д.М., Агарков А.В. / Строительная механика и конструкции, 2016. Т. 1. № 12. С. 57-63.
 30. ТЕОРИЯ И РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ДОРОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ТРУБОШПУНТА. Шапиро Д.М., Тютин А.П., Родионов В.А. / Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура, 2016. № 4 (44). С. 107-119.

31. ТЕОРИЯ И РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ МОСТОВЫХ УСТОЕВ И ДОРОЖНЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК ИЗ ТРУБОШПУНТА. Шапиро Д.М. / Гидротехника, 2016. № 3. С. 85.
32. НЕЛИНЕЙНАЯ МЕХАНИКА ГРУНТОВ Шапиро Д.М /Воронеж, 2016.
33. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ БЕСКОНУСНЫХ УСТОЕВ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ. Шапиро Д.М., Тарасов А.А. Научный журнал строительства и архитектуры, 2018. №4. С.152-163.
34. АНАЛИЗ РЕШЕНИЙ КЛАССИЧЕСКИХ ПРИКЛАДНЫХ ЗАДАЧ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ Шапиро Д.М // В сборнике: Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении. Материалы международной научно-технической конференции, 2018. С. 54-77.

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 Грэйр 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.