

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научный журнал

Выпуск № 2 (29), 2021

- 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

Михайлов В. В., д-р техн. наук, проф., Липецкий 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

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

Журнал «Строительная механика и конструкции» включен в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук

Подписной индекс «Объединенный каталог. Пресса России» - 66004

Дата выхода в свет 30.06.2021. Усл. печ. л. 12,0. Формат 60×84/8. Тираж 500 экз. Заказ №.

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.: 8(473)271-52-30; e-mail: vss22@mail.ru

ОТПЕЧАТАНО: отдел оперативной полиграфии издательства ФГБОУ ВО «ВГТУ»
394006, Воронежская обл., г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

**STRUCTURAL MECHANICS
AND STRUCTURES**

**Scientific Journal
ISSUE № 2 (29), 2021**

- 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 effect on elastic systems
- Pilot and field observations of structures and materials

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
Mikhailov V. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Lipetsk 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
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

The journal "Structural mechanics and structures" is included into the list of peer-reviewed editions in which the results of dissertations for obtaining degrees of a Full Doctor and PhD are published

Subscription index "United catalog. Press of Russia" - 66004

Publication date 30.06.2021. Conventional printed sheets 12,0. Format 60×84/8. Numbers of copies 500. Order №.
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

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

<i>Kirsanov M. N.</i> Natural vibration frequencies of a three-link pivot-rod manipulator.....	7
<i>Черников А.В., Козлов В.А.</i> Определение напряженно-деформированного состояния гофрированных водопрпускных труб с эксплуатационными дефектами на основе полубезмоментной теории оболочек.....	12
<i>Комерзан Е. В., Свириденко О. В.</i> Аналитический расчет прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей.....	29
<i>Черников А. В., Сафронов В. С.</i> Вероятностная оценка надежности вакуумного трубопровода.....	38

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

<i>Козлов А. В., Козлов В. А.</i> Напряженно-деформированное состояние составной конструкции с учетом податливости на сдвиг между железобетонной плитой и стальной балкой.....	48
<i>Сухарева А. Я.</i> Влияние учета физической нелинейности на усилия в неразрезном железобетонном пролетном строении.....	62

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

<i>Тарасов А. А.</i> Определение напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых железобетонных стержней с использованием деформационной модели.....	70
--	----

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

<i>Ефрюшин С. В., Ефанов А. Р.</i> Методика экспериментального определения ветровой нагрузки на объекты сложных форм.....	80
<i>Гриднев С. Ю., Раводин И. В.</i> Экспериментальный анализ колебаний натурной модели упруго-опертой динамической системы с ограничителями хода.....	92
Правила оформления статей.....	104

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

<i>Kirsanov M. N.</i> Natural vibration frequencies of a three-link pivot-rod manipulator.....	7
<i>Chernikov A. V., Kozlov V. A.</i> Determination of the mode of deformation of corrugated water pipes with operating defects based on semi-terminal shell theory.....	12
<i>Komerzan E.V., Sviridenko O.V.</i> Analytical calculation of the deflection of a plane external statically undetermined truss with an arbitrary number of panels.....	29
<i>Chernikov A. V., Safronov V. S.</i> Probability assessment of vacuum pipeline reliability.....	38

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

<i>Kozlov A. V., Kozlov V. A.</i> Deflected mode of composite structure taking into account supply on shift between reinforced concrete plate and steel beam.....	48
<i>Sukhareva A. J.</i> Influence of physical nonlinearity accounting on forces in continuous reinforced concrete span structure.....	62

CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

<i>Tarasov A.A.</i> Determination of the mode of deformation of non-centrally compressed reinforced concrete elements using a deformation model.....	70
---	----

PILOT AND FIELD OBSERVATIONS OF STRUCTURES AND MATERIALS

<i>Efryushin S. V., Efanov A. R.</i> Methodology for experimental determination of wind load on objects of complex shapes.....	80
<i>Gridnev S. Y., Ravodin I. V.</i> Experimental analysis of vibrations of an elastic-supported dynamic system with movement limiters.....	92
Requirements for articles to be published.....	104

УДК 624.04:531.391.3

**NATURAL VIBRATION FREQUENCIES OF A THREE-LINK PIVOT-ROD
MANIPULATOR**

M. N. Kirsanov
National Research University «MPEI»
Russia, Moscow

Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel.: +7(495)362-73-14, e-mail: c216@ya.ru

A planar kinematic scheme of the manipulator with three degrees of freedom of the links is proposed. Manipulator links are statically determinate trusses. The connection of individual links is carried out using elements with variable lengths, such as hydraulic cylinders. It is assumed that the mass of the structure is concentrated in the nodes. Each massive node has two degrees of freedom. The first natural frequencies of the system oscillations are calculated depending on the position of the manipulator links.

Key words: truss, manipulator, oscillations, lower frequency.

Introduction

To facilitate the construction of the manipulator, its links can be made in the form of trusses [1-6]. The rigidity of the trusses, their mass and size affect the natural frequencies of the structure. In cases where the manipulator is designed for high-precision work, the accuracy of the positioning of the working element is an important qualitative characteristic of the device. Natural vibrations of the structure links introduce errors in the position of the tong and can disrupt the operation of the device. The greatest influence in this phenomenon is caused by vibrations with lower frequencies. If for static structures, the vibration frequencies are determined only by its rigidity, then in mechanisms, the vibration frequencies depend on the position of the links of the structure when it moves. In this paper, this dependence is considered for a planar model of a manipulator with three degrees of freedom.

Solution

The links of the device under consideration are the same and represent flat trusses with two panels, the length of each is a , and the height is h (Fig. 1).

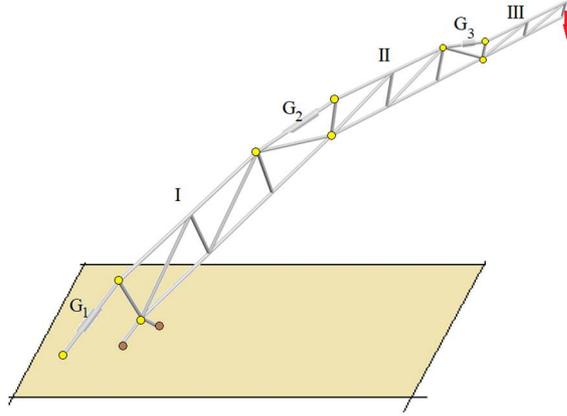


Fig. 1. The scheme of the manipulator

The total number of rods in the structure of k links is $\eta = k(m_0 + 3)$, where $m_0 = 4n + 1$ is the number of rods in one link of n panels, three rods in each link act as connections between them. One of the connection rods changes its length, driving the mechanism. This element can be made, for example, in the form of a hydraulic cylinder. In the figure, at $k = 3$, these elements are designated G_1, G_2, G_3 . The position of the mechanism links is controlled by three independent tilt angles $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ (Fig. 2).

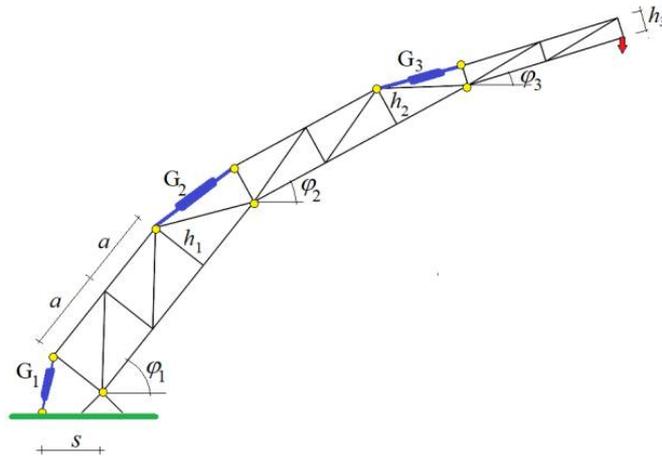


Fig. 2. Planar model of the mechanism

Consider the case of links with two panels in each, $n = 2$. The masses are located at all nodes, except for the node that is pivotally attached to the base. Given that each mass m in the node has two degrees of freedom on the plane, and we get in the considered construction with three links $2N=34$ degrees of freedom.

The equations of mass oscillations have the form:

$$\mathbf{J}_{2N} \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{D}_{2N} \dot{\mathbf{Y}} = 0, \quad (1)$$

where \mathbf{D}_{2N} is the stiffness matrix, $\mathbf{Y} = [x_1, x_2, \dots, x_N, y_1, y_2, \dots, y_N]^T$ is the vector of vertical and horizontal displacements of loads. All the masses μ are equal, $\mathbf{J}_{2N} = \mu \mathbf{I}_{2N}$ – is the diagonal inertia matrix, \mathbf{I}_{2N} – the unit matrix, $\ddot{\mathbf{Y}}$ – the acceleration vector of nodes with masses. The inverse of the stiffness matrix \mathbf{D}_{2N} is the matrix \mathbf{B}_{2N} , whose elements are calculated using Maxwell – Mohr's formula:

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

Here, $S_{\alpha}^{(i)}$ is the force in the rod α from the action of a single vertical force at the node i , l_{α} is the length of the rod k , E is the elastic modulus of the rod material, F is the cross-sectional area of the rods. The stiffness of the rods is assumed to be the same. The three support rods are not deformed. The forces in these rods are not included in the sum (2). The forces in the rods included in the formula (2) are calculated in the *Maple* computer mathematics system. To do this, create arrays of node coordinates and lists of node numbers at the ends of the rods. Since the system contains the same elements (links-trusses), it is more convenient to perform this using procedure that creates lists of coordinates for each link, taking into account the rotation angle of the link and lists of vertex numbers.

Analysis of the obtained results

Consider a manipulator that has the following parameters: $E = 2 \cdot 10^5$ MPa – the elastic modulus of the rods, $F = 1 \cdot 10^{-4} m^2$ the cross-sectional area of the elements, the mass at each node $\mu = 4 kg$, the dimensions $a = 4m$, $h_1 = 3m$, $h_2 = 2m$, $h_3 = 1m$. The matrix eigenvalues are calculated using the *Eigenvalues* operator from the specialized linear algebra package *LinearAlgebra*. The calculation results are shown in Figure 3. The angle of inclination of the first link changes according to the law $\varphi_1 = 0.2 + 0.7j / K$, $K = 48$. The horizontal position of link III supports the hydraulic cylinder 3. The angle of inclination of link 2 is chosen so that the grip of the manipulator moves in a vertical straight line, performing a certain task: $\varphi_2 = \arccos(L - 2a \cos \varphi_1) / (2a)$, $L = 3a$. Figure 4 shows the corresponding positions of the manipulator in a schematic form.

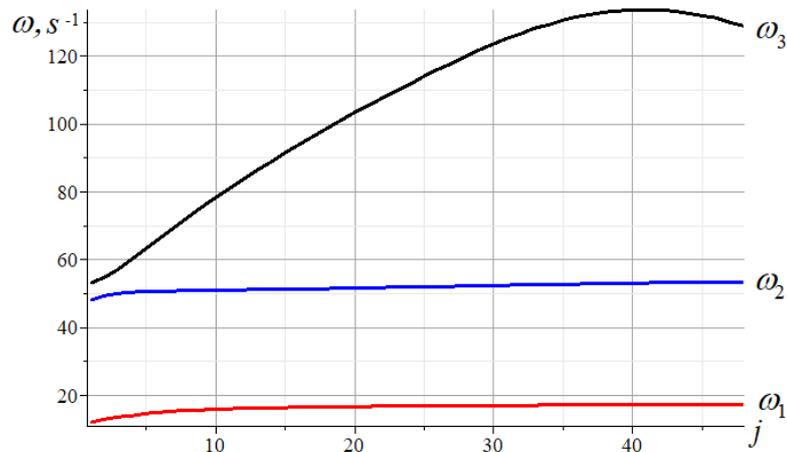


Fig. 3. Dependence of the first three frequencies on the position of the link I

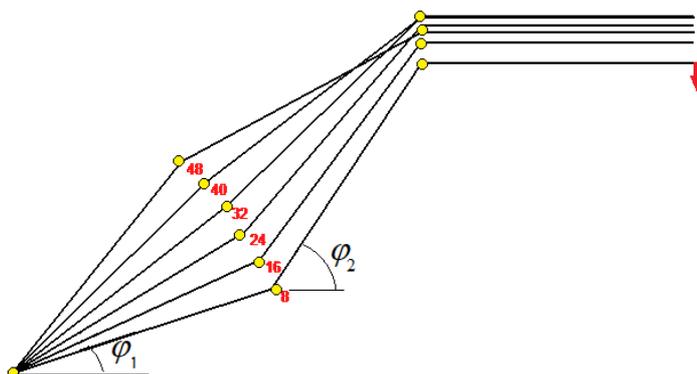


Fig. 4. Diagram of the six positions of the manipulator

It is characteristic that the first and second frequencies during the movement of the manipulator according to a given program almost do not change, while the third frequency first increases, then decreases. The considered algorithm for calculating frequencies allows you to get results for various programs embedded in the device. It should be noted that with a given program of movement of the grip, the solution for the angles $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ will be ambiguous. The optimal solution depends on the choice of the optimality evaluation criterion. Two criteria are most practical: minimizing the energy spent on the movement of the structure and limiting the forces in the elements (rods of variable length) G_1, G_2, G_3 .

Conclusion

A planar model of the joint-rod structure of the manipulator, the movement of which is carried out by changing the lengths of the articulating rods, is proposed. An example of calculating the natural vibration frequencies of the mechanism is given. Even though the design has regular parts in its elements, it is not possible to perform an analytical calculation of frequencies using the induction method [5-7]. The calculation of the natural frequencies in the considered formulation can be supplemented by a power calculation and the solution of the problem of finding the most optimal kinematics of the device.

This research has been supported by the Interdisciplinary Scientific and Educational School of Moscow University «Fundamental and Applied Space Research».

Библиографический список

1. Бабоченко Н.В. Модель шарнирно-стержневого манипулятора с пространственным приводным механизмом //Известия Нижневолжского агроуниверситетского комплекса: наука и высшее профессиональное образование. 2014. №. 1 (33).
2. Бабоченко Н.В. Компьютерное построение зоны действия шарнирно-стержневого робота манипулятора //Агротехника и энергообеспечение. 2015. №. 1 (5).
3. Кривельская Н.В. Алгоритм силового анализа шарнирно-стержневых манипуляторов //Известия Нижневолжского агроуниверситетского комплекса: наука и высшее профессиональное образование. 2009. №. 2.
4. Пындак В.И., Воробьева Н.С., Фомин С.Д. Кинематические возможности погрузочных манипуляторов на базе пространственных механизмов // Известия Нижневолжского агроуниверситетского комплекса: наука и высшее профессиональное образование. 2016. №. 1 (41).

5. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of first frequency of a plane truss // Construction of Unique Buildings and Structures. 2020. Vol. 92. Article No 9204 doi: 10.18720/CUBS.92.4
6. Терзе С.В. Аналитический расчет зависимости деформаций консольной стойки от числа панелей в системе Maple // Строительная механика и конструкции. 2020. №2 (25). С. 16-24.
7. Петриченко Е.А. Нижняя граница частоты собственных колебаний фермы Финка // Строительная механика и конструкции. 2020. №3 (26). С. 21-29.

References

1. Babochenko N. V. Model of a pivot-rod manipulator with a spatial drive mechanism. Proceedings of the Nizhnevolzhsky agrouniversitetskiy complex: science and higher professional education. 2014. №. 1 (33).
2. Babochenko N. V. Computer construction of the zone of action of the hinge-rod robot manipulator. Agricultural machinery and energy supply. 2015. №. 1 (5).
3. Krivelskaya N. V. Algorithm of power analysis of pivot-rod manipulators. Proceedings of the Nizhnevolzhsky agrouniversitetskiy complex: science and higher professional education. 2009. №. 2.
4. Pyndak V. I., Vorob'eva N. S., Fomin S. D. Kinematic possibilities of loading manipulators on the basis of spatial mechanisms. Izvestiya Nizhnevolzhskogo agrouniversitetskogo kompleksa: nauka i vysshego professional obrazovanie. 2016. №. 1 (41).
5. Terze S. V. Analytical calculation of the dependence of the deformations of the cantilever rack on the number of panels in the Maple system. Construction mechanics and structures. 2020. No. 2 (25). pp. 16-24.
6. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of first frequency of a plane truss. Construction of Unique Buildings and Structures. 2020. Vol. 92. Article No 9204 doi: 10.18720/CUBS.92.4
7. Petrichenko E. A. Lower bound of the frequency of natural oscillations of the Fink truss. Construction mechanics and structures. 2020. No. 3 (26). Pp. 21–29.

ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ТРЕХЗВЕННОГО ШАРНИРНО-СТЕРЖНЕВОГО МАНИПУЛЯТОРА

M. N. Kirsanov
National Research University «MPEI»
Russia, Moscow

Д-р физ.-мат. наук, профессор кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин,
тел.: +7(495)362-73-14, e-mail: c216@ya.ru

Предлагается плоская кинематическая схема манипулятора с тремя степенями свободы. Звенья манипулятора представляют собой статически определимые фермы. Соединение отдельных звеньев осуществляется с помощью элементов с изменяемой длиной, например гидроцилиндров. Принимается, что масса конструкции сосредоточена в узлах. Каждый массивный узел имеет две степени свободы. Вычисляются первые собственные частоты колебаний системы в зависимости от положения звеньев манипулятора.

Ключевые слова: ферма, манипулятор, колебания, нижняя частота колебаний

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГОФРИРОВАННЫХ ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ С ЭКСПЛУАТАЦИОННЫМИ ДЕФЕКТАМИ НА ОСНОВЕ ПОЛУБЕЗМОМЕНТНОЙ ТЕОРИИ ОБОЛОЧЕК

А. В. Черников¹, В. А. Козлов²

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

¹ Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(920)246-70-77, e-mail: chernickov-andrei@yandex.ru

² Д-р физ.-мат. наук, зав. кафедрой строительной механики,
тел.: +7(473)276-40-06, e-mail: vakozlov@vgasu.vrn.ru

В предлагаемой работе оценивается возможность применения полубезмоментной теории оболочек к расчету гофрированных водопропускных труб. На основе данной теории представлен вывод основных разрешающих уравнений для усилий и перемещений. С использованием описанного вычислительного аппарата предлагается методика оценки напряжённо-деформированного состояния гофрированной водопропускной трубы с учетом размытия грунта в области основания. Приводится пример расчета эксплуатируемой водопропускной трубы, а также представлены результаты исследования влияния величины участка размытия грунтовой обоймы под основанием трубы на её напряженно-деформированное состояние.

Ключевые слова: металлическая гофрированная труба (МГТ), металлические гофрированные конструкции (МГК), водопропускная труба, полубезмоментная теория оболочек, эксплуатационные дефекты.

Введение. Металлические гофрированные конструкции (МГК) завоевали огромную популярность ещё в прошлом веке. Они нашли применение в качестве водопропускных сооружений и путепроводов как альтернатива малым мостам. Использование МГК для сооружений водопропускных труб обусловлено рядом преимуществ, которыми обладает данная конструкция по отношению к трубам, выполненным из бетона и железобетона: легкость самой конструкции, технологичность и высокая скорость монтажа в условиях стройплощадки, возможность укладывать данные трубы без специальных фундаментов. Всё это приводит к значительному снижению стоимости конструкции, сокращению логистической нагрузки и сроков строительства. На примере сравнения железобетонной и металлической гофрированной труб в среднем сметная стоимость строительства последней уменьшается на 31%, масса использованного материала – на 94%, а трудоемкость строительства – на 57%.

Значительная экономия материала достигается за счет эффективного использования конструкции металлической гофрированной трубы (МГТ) совместно с окружающим грунтом. МГТ представляет собой гибкую тонкостенную конструктивно-ортотропную оболочку с относительно небольшой поперечной жесткостью и сопротивляемостью внешним нагрузкам. Статическое равновесие же обеспечивается при помощи упругого отпора грунта засыпки, повышающего несущую способность всей системы.

Поскольку несущая способность МГТ во многом зависит от окружающего её грунта, то предъявляются более высокие требования как к качеству монтажа (устройству подушки, качеству засыпки), так и к точности расчета. В отношении достижения необходимого качества монтажа вопросов практически не возникает. По этому поводу опубликовано множество работ, описывающих технологию укладки данных труб из практики

строительства в различных условиях. А вот вопрос необходимой точности расчета и по сей день остается актуальным.

Из опыта проектирования МГТ известны различные аналитические подходы к оценке их НДС [2,5-6,8-10,12,14,19]. Они отличаются степенью идеализации и сложностью применяемого математического аппарата. Но во всех используется плоская расчётная схема и не затрагивается вопрос о несовершенствах, возникающих в процессе эксплуатации. В последнее время наметилась тенденция в развитии обозначенных проблем. Так в [16-17] рассмотрена пространственная постановка задачи для арочных гофрированных структур и изучается влияние коррозии на напряжённо-деформированное состояние (НДС) конструкции. За рубежом большое внимание уделяется оценке состояния уложенных труб [20] и моделированию несовершенств, возникающих в процессе эксплуатации [21-22].

В настоящей статье предлагается и апробируется методика оценки НДС металлической гофрированной водопропускной трубы с учетом дефекта размытия основания на основе полубезмоментной теории оболочек.

1. Основные расчетные положения. Оценим геометрические соотношения МГТ. Для этого проанализируем примеры, приведенные в сериях на гофрированные водопропускные трубы (3.501.3-183.01, 3.501.3-184.03, 3.501.3-186.09, 3.501.3-187.10), которые применялись и до сих пор применяются для строительства большинства водопропускных сооружений данного типа. Отношение толщины к радиусу δ/R в рассмотренных примерах находится в интервале 0.002 – 0.006 со средним значением 0.003, а отношение длины к радиусу L/R – в интервале 15.3 – 60.0 со средним значением 29.2. Пользуясь классификацией, приведенной в [15], отнесем МГТ к тонким длинным цилиндрическим оболочкам.

Для расчета оболочек коротких и средней длины целесообразно использовать безмоментную теорию, дополненную краевым эффектом, дающую хорошую точность решения. Однако с увеличением длины влияние закрепления торцов оболочки на напряжения и деформации в средней её части становится незначительным, и, как следствие, точность такого решения значительно снижается. Поэтому для расчета длинных и весьма длинных оболочек следует обратиться к моментной теории. В свою очередь трудоемкость вычислений, сопряженных с использованием общей моментной теории, делает её малопривлекательной для практических инженерных расчетов. Исходя из вышесказанного, полубезмоментная теория, занимающая промежуточное положение между безмоментной и общей, является наиболее пригодным аппаратом для практических расчетов длинных и весьма длинных труб. Данная теория впервые была предложена В.З. Власовым [7] и в дальнейшем получила развитие в монографиях таких ученых, как В.В. Новожилов [15], В.Л. Бидерман [3], С.В. Бояршинов [4], Н.В. Колкунов [11], Н.А. Алфутов [1].

Коротко обозначим основные положения теории. Расчетная модель трубы представляет собой цилиндрическую оболочку, условно разделенную в продольном направлении на элементарные полоски, каждая из полосок в своей плоскости (поперечное сечение трубы) работает на растяжение-сжатие, поперечный изгиб и сдвиг, однако на соседние полоски передаются только лишь нормальные и сдвигающие усилия. То есть моментное состояние учитывается только в плоскости поперечного сечения оболочки (рис. 1, а). Изменение нагрузки в продольном направлении полагается достаточно плавным. Основные упругие постоянные – цилиндрическая и осевая жесткость – вводятся в основное разрешающее уравнение в самом конце, что позволяет производить оценку НДС ортотропных оболочек, которые обладают различными упругими свойствами в продольном и окружном направлениях.

Запишем основные принятые гипотезы:

1) нормаль, проведенная к срединной поверхности оболочки до её деформации, остаётся перпендикулярной к ней после деформации (гипотеза Кирхгофа-Лява);

- 2) оболочка считается тонкой: $\delta / R \leq 0.05$;
- 3) длина оболочки как минимум в несколько раз превосходит радиус срединной поверхности: $L \gg R$;
- 4) характер изменения всех характерных функций (перемещений, напряжений, усилий) в продольном направлении предполагается существенно более плавным, чем в окружном направлении: $\partial^2 f / \partial \alpha^2 \ll \partial^2 f / \partial \beta^2$.

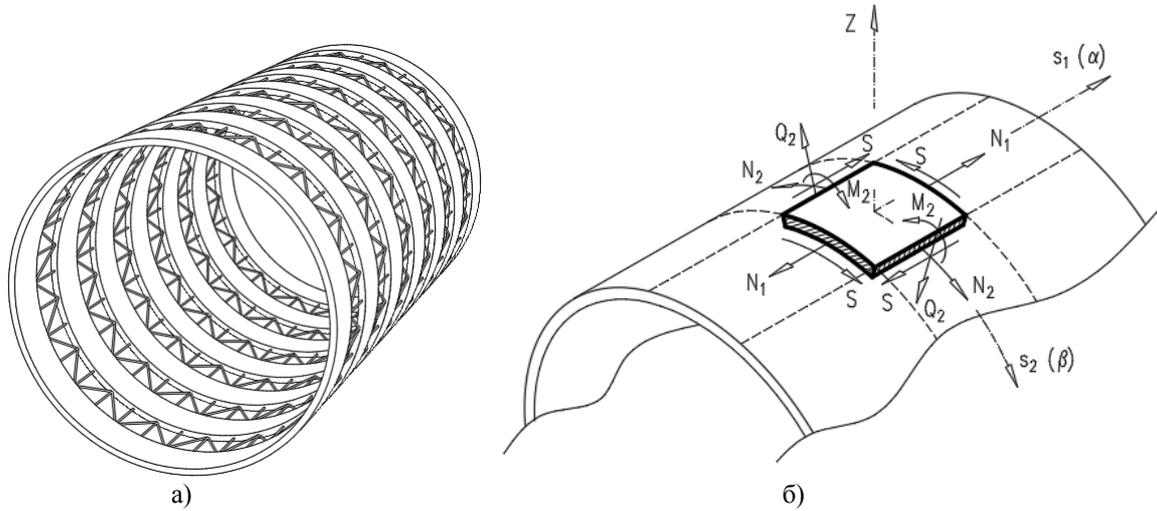


Рис. 1. Статическая структура расчетной модели и компоненты внутренних усилий

Компоненты внутренних усилий полубезмоментной теории для элементарного элемента оболочки приведены на рис. 1 б. Для компонентов перемещений приняты следующие обозначения: u – продольное перемещение; v – окружное перемещение; w – радиальное перемещение. Принята цилиндрическая система координат, приведенная к безразмерной через коэффициент пропорциональности, равный радиусу R срединной поверхности оболочки: $\alpha = s_1/R$, $\beta = s_2/R$.

2. Вывод основных разрешающих уравнений. Основное разрешающее уравнение полубезмоментной теории в разных вариациях представлено во многих монографиях [1, 3-4, 7, 11, 15]. Для дальнейших выкладок примем уравнение В.Л. Бидермана [3]

$$\frac{\partial^4 \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \alpha^4} + \frac{D}{R^2 E h} \Theta \Theta = \frac{R^3}{E h} F(\alpha, \beta), \quad (1)$$

где R – радиус срединной поверхности оболочки; h – толщина стенки оболочки; E – модуль упругости; Θ – оператор В.З. Власова:

$$\Theta = \frac{\partial^4 \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \beta^4} + \frac{\partial^2 \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \beta^2};$$

$F(\alpha, \beta)$ – функция нагрузки, разложенная на продольную, окружную и радиальную составляющие $f_1(\alpha, \beta)$, $f_2(\alpha, \beta)$, $f_3(\alpha, \beta)$ соответственно:

$$F(\alpha, \beta) = -\frac{\partial f_1(\alpha, \beta)}{\partial \alpha} + \frac{\partial f_2(\alpha, \beta)}{\partial \beta} + \frac{\partial^2 f_3(\alpha, \beta)}{\partial \beta^2};$$

D – цилиндрическая жесткость, \bar{h} – приведенная толщина стенки в окружном направлении для ортотропной оболочки, эквивалентной гладкой:

$$D = \frac{E \bar{h}^3}{12(1 - \mu^2)}; \quad \bar{h} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot J_{\text{гофр}}}{b}};$$

$J_{\text{гофр}}$ – момент инерции гофрированной полосы единичной длины, мм^4 ; b – единичная длина полосы, мм .

Уравнение (1) служит для определения основной функции $\Phi(\alpha, \beta)$, через которую перемещения и основные внутренние усилия выражаются по представленным зависимостям:

$$u = \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \alpha}; \quad v = -\frac{1}{R} \cdot \frac{\partial \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \beta}; \quad w = \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial^2 \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \beta^2};$$

$$N_1 = \frac{Eh}{R^2} \cdot \frac{\partial^2 \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \alpha^2}; \quad N_2 = R \cdot f_3(\alpha, \beta) - \frac{D}{R^4} \cdot \frac{\partial^2 \Phi(\alpha, \beta)}{\partial \beta^2} \theta; \quad M_2 = -\frac{D}{R^3} \cdot \theta.$$

Для решения разрешающего уравнения (1) используется вариационный метод Л.В. Канторовича и В.З. Власова [18], позволяющий свести двумерную задачу к одномерной, заменяя одну функцию двух переменных произведением двух функций по каждой переменной. При этом одна из функций задается, вторая подлжит определению. Интегрирование производится в рядах. Зададимся функцией от угловой координаты (β). Разложим вспомогательную функцию $\Phi(\alpha, \beta)$ и функцию i -го компонента нагрузки $f_i(\alpha, \beta)$ в тригонометрический ряд с учетом симметрии:

$$\Phi(\alpha, \beta) = \sum_{n=2}^{\infty} \Phi_n(\alpha) \cdot \cos(n\beta); \quad (2)$$

$$f_{1,3}(\alpha, \beta) = \sum_{n=2}^{\infty} f_{i_n}(\alpha) \cdot \cos(n\beta); \quad f_2(\alpha, \beta) = \sum_{n=2}^{\infty} f_{i_n}(\alpha) \cdot \sin(n\beta). \quad (3)$$

При этом не учитываются нулевой и первый члены разложения. Поскольку при $n = 0$ полубезмоментная теория неприменима, а при $n = 1$ более корректное решение дает безмоментная теория [3].

Подставляя разложения (2), (3) в уравнение (1), дифференцируя по переменной β заданной функции и сокращая общие множители, содержащие переменную β , получим обыкновенное дифференциальное уравнение для функции $\Phi_n(\alpha)$, соответствующее n -му члену разложения основной функции $\Phi(\alpha, \beta)$:

$$\frac{d^4 \Phi_n(\alpha)}{d\alpha^4} + n^4(n^2 - 1)^2 \frac{D}{R^2 Eh} \Phi_n(\alpha) = \frac{R^3}{Eh} F_n(\alpha), \quad (4)$$

где $F_n(\alpha)$ – функция, соответствующая n -му члену разложения функции нагрузки $F(\alpha, \beta)$:

$$F_n(\alpha) = -\frac{df_{1_n}(\alpha)}{d\alpha} + n \cdot f_{2_n}(\alpha) - n^2 \cdot f_{3_n}(\alpha);$$

$f_{in}(\alpha)$ – коэффициент для n -го члена разложения нагрузки, определяемый по формуле Эйлера [7]:

$$f_{i_n} = \frac{1}{\pi} \cdot \int_{-\pi}^{\pi} q_i \cdot \cos(n\beta) d\beta. \quad (5)$$

Уравнение (4) можно привести к виду, хорошо известному из решения задачи балки на упругом основании:

$$\frac{d^4 \Phi_n(\alpha)}{d\alpha^4} + 4 \cdot j_n^4 \cdot \Phi_n(\alpha) = \frac{R^3}{Eh} F_n(\alpha), \quad (6)$$

где j_n – приведенный коэффициент перед $\Phi_n(\alpha)$:

$$j_n = \sqrt[4]{\frac{n^4(n^2 - 1)^2 \cdot \bar{h}^3}{48(1 - \mu^2) \cdot R^2 h}}.$$

Общее решение неоднородного дифференциального уравнения (6) с использованием функций А.Н. Крылова [13] имеет следующий вид:

$$\Phi_n(\alpha) = \Phi_n^0 + C_1 \cdot K_1(j_n \alpha) + C_2 \cdot K_2(j_n \alpha) + C_3 \cdot K_3(j_n \alpha) + C_4 \cdot K_4(j_n \alpha). \quad (7)$$

Функции А.Н. Крылова обладают следующими свойствами. Во-первых, связаны между собой простыми дифференциальными зависимостями, во-вторых, при нулевом аргументе функции K_2, K_3, K_4 принимают значение 0, функция K_1 – значение 1. Описанные свойства значительно упрощают дальнейшие преобразования при выводе разрешающих уравнений. Сами функции и их производные приведены в табл. 1.

Таблица 1

Функции А.Н. Крылова	Производные
$K_1(jx) = \operatorname{ch}(jx) \cdot \cos(jx)$	$\frac{d}{dx} K_1(jx) = -4 \cdot j \cdot K_4(jx)$
$K_2(jx) = \frac{1}{2} (\operatorname{ch}(jx) \cdot \sin(jx) + \operatorname{sh}(jx) \cdot \cos(jx))$	$\frac{d}{dx} K_2(jx) = j \cdot K_1(jx)$
$K_3(jx) = \frac{1}{2} \cdot \operatorname{sh}(jx) \cdot \sin(jx)$	$\frac{d}{dx} K_3(jx) = j \cdot K_2(jx)$
$K_4(jx) = \frac{1}{4} \cdot (\operatorname{ch}(jx) \cdot \sin(jx) - \operatorname{sh}(jx) \cdot \cos(jx))$	$\frac{d}{dx} K_4(jx) = j \cdot K_3(jx)$

Согласно четвертой гипотезе, полагая характер изменения нагрузки в продольном направлении достаточно плавным, можно пренебречь четвертой производной от $\Phi_n(\alpha)$. Тогда частное решение будет иметь вид:

$$\Phi_n^0 = \frac{F_n(\alpha)}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh}. \quad (8)$$

3. Граничные условия, определение постоянных интегрирования. Постоянные интегрирования C_1, C_2, C_3, C_4 определяются из граничных условий на торцах оболочки. Принимаем для конструкции водопропускных труб граничные условия в смешанной форме – статические и кинематические: приравняем нулю окружное перемещение и продольное усилие для n -го члена разложения:

$$v_n = \frac{n}{R} \cdot \Phi_n(\alpha) = 0; \quad N_{1n} = \frac{Eh}{R^2} \cdot \frac{d^2 \Phi_n(\alpha)}{d\alpha^2} = 0.$$

Сокращая постоянные коэффициенты, окончательно получим:

$$\Phi_n(\alpha) = 0; \quad \frac{d^2 \Phi_n(\alpha)}{d\alpha^2} = 0. \quad (9)$$

Подставляя функцию (7) и её производные в (9), получим систему из четырех уравнений для определения постоянных интегрирования:

$$\begin{aligned} \frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh} + C_1 \cdot K_1(j_n \alpha_1) + C_2 \cdot K_2(j_n \alpha_1) + C_3 \cdot K_3(j_n \alpha_1) + C_4 \cdot K_4(j_n \alpha_1) &= 0; \\ -4(C_1 \cdot K_3(j_n \alpha_1) + C_2 \cdot K_4(j_n \alpha_1)) + C_3 \cdot K_1(j_n \alpha_1) + C_4 \cdot K_2(j_n \alpha_1) &= 0; \\ \frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh} + C_1 \cdot K_1(j_n \alpha_2) + C_2 \cdot K_2(j_n \alpha_2) + C_3 \cdot K_3(j_n \alpha_2) + C_4 \cdot K_4(j_n \alpha_2) &= 0; \\ -4(C_1 \cdot K_3(j_n \alpha_2) + C_2 \cdot K_4(j_n \alpha_2)) + C_3 \cdot K_1(j_n \alpha_2) + C_4 \cdot K_2(j_n \alpha_2) &= 0, \end{aligned} \quad (10)$$

где α_1 и α_2 – координаты торцов оболочки.

Если принять начало отсчёта на одном из торцов оболочки, то $\alpha_1 = 0/R = 0$, $\alpha_2 = L/R$. Тогда с учетом свойств функций А.Н. Крылова при нулевом аргументе при $\alpha_1 = 0$ получаем значения постоянных C_1 и C_3 :

$$C_1 = -\frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh}; \quad C_3 = 0. \quad (11)$$

Подставляя значения C_1 и C_3 в третье и четвертое уравнения системы (10), получим выражения для определения значений постоянных C_2 и C_4 :

$$C_2 = \frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh} \cdot \left(\frac{K_3(\lambda)}{K_4(\lambda)} - \frac{\frac{K_2(\lambda)K_3(\lambda)}{K_4(\lambda)} - K_1(\lambda) + 1}{\frac{K_2^2(\lambda)}{4 \cdot K_4(\lambda)} + K_4(\lambda)} \cdot \frac{K_2(\lambda)}{4 \cdot K_4(\lambda)} \right);$$

$$C_4 = -\frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh} \cdot \left(\frac{\frac{K_2(\lambda)K_3(\lambda)}{K_4(\lambda)} - K_1(\lambda) + 1}{\frac{K_2^2(\lambda)}{4 \cdot K_4(\lambda)} + K_4(\lambda)} \right).$$
(12)

При этом выражения в скобках при подстановке гиперболических функций приводятся к более простому виду

$$\left(\frac{K_3(\lambda)}{K_4(\lambda)} - \frac{\frac{K_2(\lambda)K_3(\lambda)}{K_4(\lambda)} - K_1(\lambda) + 1}{\frac{K_2^2(\lambda)}{4 \cdot K_4(\lambda)} + K_4(\lambda)} \cdot \frac{K_2(\lambda)}{4 \cdot K_4(\lambda)} \right) = \frac{sh(\lambda) - sin(\lambda)}{ch(\lambda) + cos(\lambda)} = \xi_2;$$

$$\left(\frac{\frac{K_2(\lambda)K_3(\lambda)}{K_4(\lambda)} - K_1(\lambda) + 1}{\frac{K_2^2(\lambda)}{4 \cdot K_4(\lambda)} + K_4(\lambda)} \right) = 2 \cdot \frac{sh(\lambda) + sin(\lambda)}{ch(\lambda) + cos(\lambda)} = \xi_4.$$
(13)

Подставляя частное решение (8) и значения постоянных интегрирования (11), (12) с учетом обозначений (13) в общее решение (7), после всех упрощений получим следующее выражение для n -го члена разложения основной функции

$$\Phi_n(\alpha) = \frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh} \cdot (1 - K_1(j_n \alpha) + \xi_2 \cdot K_2(j_n \alpha) - \xi_4 \cdot K_4(j_n \alpha)).$$
(14)

С учетом (14) выражение (2) для основной функции принимает вид

$$\Phi(\alpha, \beta) = \sum_{n=2}^{\infty} \frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^3}{Eh} \cdot (1 - K_1(j_n \alpha) + \xi_2 \cdot K_2(j_n \alpha) - \xi_4 \cdot K_4(j_n \alpha)) \cdot \cos(n\beta).$$
(15)

4. Полученные решения для перемещений и усилий в виде разложения в ряд, прикладываемая нагрузка. С учетом полученного выражения (15) для основной функции $\Phi(\alpha, \beta)$ представим выражения для перемещений и основных внутренних усилий в виде разложения. При этом бесконечный тригонометрический ряд ограничим количеством членов разложения N , обеспечивающим требуемую точность расчета.

$$u = \sum_{n=2}^N \frac{F_n}{4 \cdot j_n^3} \cdot \frac{R^2}{Eh} \cdot (4 \cdot K_4(j_n \alpha) + \xi_2 \cdot K_1(j_n \alpha) - \xi_4 \cdot K_3(j_n \alpha)) \cdot \cos(n\beta).$$
(16)

$$v = \sum_{n=2}^N -n \cdot \frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^2}{Eh} \cdot (1 - K_1(j_n \alpha) + \xi_2 \cdot K_2(j_n \alpha) - \xi_4 \cdot K_4(j_n \alpha)) \cdot \cos(n\beta).$$
(17)

$$w = \sum_{n=2}^N -n^2 \cdot \frac{F_n}{4 \cdot j_n^4} \cdot \frac{R^2}{Eh} \cdot (1 - K_1(j_n \alpha) + \xi_2 \cdot K_2(j_n \alpha) - \xi_4 \cdot K_4(j_n \alpha)) \cdot \cos(n\beta).$$
(18)

$$N_1 = \sum_{n=2}^N F_n \cdot \frac{R}{j_n^2} \cdot \left(K_3(j_n \alpha) - \xi_2 \cdot K_4(j_n \alpha) - \frac{\xi_4}{4} \cdot K_2(j_n \alpha) \right) \cdot \cos(n\beta).$$
(19)

$$N_2 = \sum_{n=2}^N R \cdot \left(f_{3n}(\alpha) - F_n \cdot \frac{(-n^2 + 1)}{(n^2 - 1)^2} \cdot (1 - K_1(j_n \alpha) + \xi_2 \cdot K_2(j_n \alpha) - \xi_4 \cdot K_4(j_n \alpha)) \right) \times \quad (20)$$

$$\times \cos(n\beta).$$

$$M_2 = \sum_{n=2}^N -F_n \cdot \frac{R^2}{n^2(n^2 - 1)} \cdot (1 - K_1(j_n \alpha) + \xi_2 \cdot K_2(j_n \alpha) - \xi_4 \cdot K_4(j_n \alpha)) \cdot \cos(n\beta). \quad (21)$$

В табл. 2 сведены выражения для всех вспомогательных коэффициентов, использованных в выражениях (16) – (21).

Таблица 2

$j_n = \sqrt[4]{\frac{n^4(n^2 - 1)^2}{48(1 - \mu^2)} \cdot \frac{\bar{h}^3}{R^2 h}}$	$\lambda = j_n \frac{L}{R}$	$\xi_2 = \frac{\text{sh}(\lambda) - \sin(\lambda)}{\text{ch}(\lambda) + \cos(\lambda)}$	$\xi_4 = 2 \cdot \frac{\text{sh}(\lambda) + \sin(\lambda)}{\text{ch}(\lambda) + \cos(\lambda)}$
--	-----------------------------	---	---

Предварительно, с некоторыми допущениями, использована упрощенная модель нагрузки, предложенная Г.К. Клейном [10]. Расчетная нагрузка представлена только собственным весом грунта засыпки. На верхнюю и нижнюю половину труб действует вертикальная равномерно распределённая нагрузка вышележащего грунта интенсивностью γH . Горизонтальная нагрузка представлена трапециевидной эпюрой, которая зависит от высоты засыпки и рассчитывается с учетом коэффициента бокового давления k , который определяется из угла внутреннего трения φ следующей зависимостью:

$$k = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Вся приложенная нагрузка (обозначим её q), представленная на рис. 2, раскладывается на радиальную (нормальную) и окружную (тангенциальную) составляющие по следующим формулам:

$$q_{norm}(\beta) = q \cdot \cos^2(\beta); \quad q_{tan}(\beta) = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \sin(2\beta), \quad (22)$$

которые подставляется в качестве q_i в формулу (5) для дальнейшего расчета

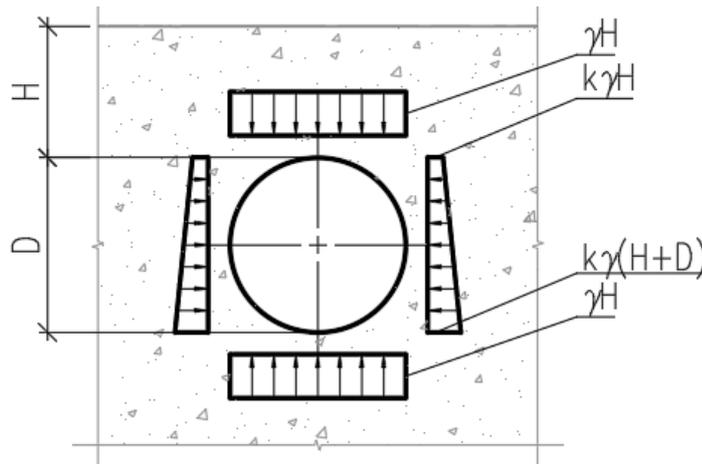


Рис. 2. Расчетная схема нагрузки

5. Пример расчёта. Апробацию предложенной методики выполним на примере эксплуатируемой водопропускной трубы. Объект расчёта – обследованная трехочковая водопропускная труба на 54 км трассы Богучар – Кантемировка (рис. 3).



Рис. 3. Общий вид водопропускной трубы

Для того, чтобы обеспечить симметричность расчетной схемы относительно вертикальной оси, рассмотрим только среднюю трубу. Пренебрежём при этом влиянием крайних труб, полагая их воздействие симметричным и равнозначным. Исходные данные для расчета представлены в табл. 3.

Таблица 3

Длина трубы	$L, мм$	34700
Диаметр	$D, мм$	1810
Толщина листа	$h, мм$	2.5
Момент инерции	$J_{гофр} / b, мм^4/мм$	288
Приведенная толщина листа	$\bar{h}, мм$	15.1
Модуль упругости	$E, МПа$	200000
Коэффициент Пуассона	μ	0.3
Высота насыпи	$H, м$	6
Удельный вес грунта засыпки	$\gamma, т/м^3$	2.5
Угол внутреннего трения	$\varphi, град$	30

Эпюры нормальной и тангенциальной составляющих действующей нагрузки представлены на рис. 4.

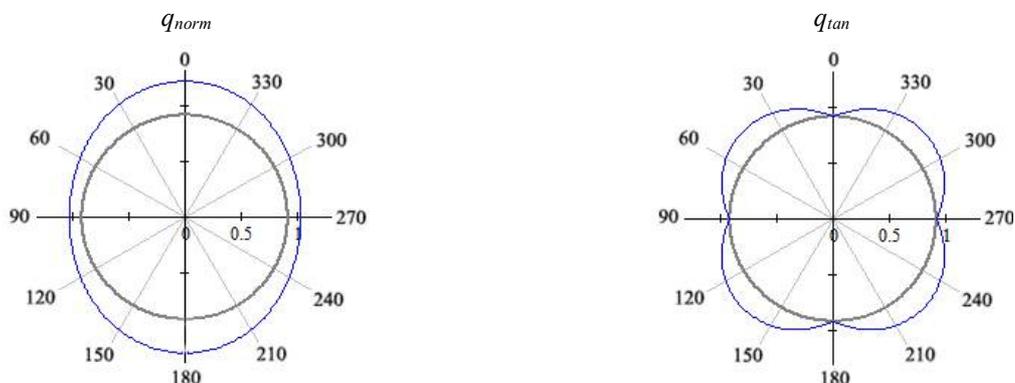


Рис. 4. Эпюры нормальной и тангенциальной составляющих действующей нагрузки

Результаты расчета НДС для среднего сечения водопропускной трубы приведены на рис. 5 – 7 и в табл. 4.

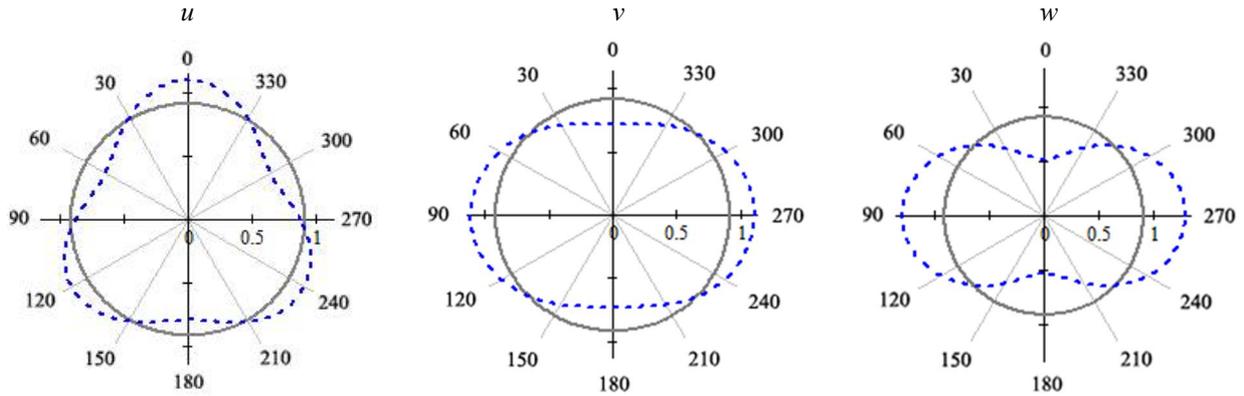


Рис. 5. Эпюры осевых (u), окружных (v), и радиальных (w) перемещений для среднего сечения трубы

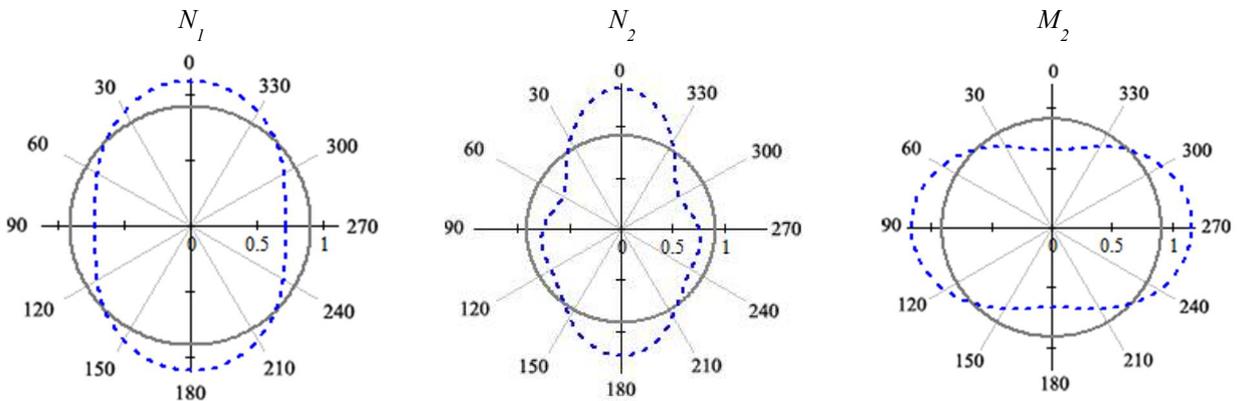


Рис. 6. Эпюры основных внутренних усилий (N_1 , N_2 , M_2) для среднего сечения трубы

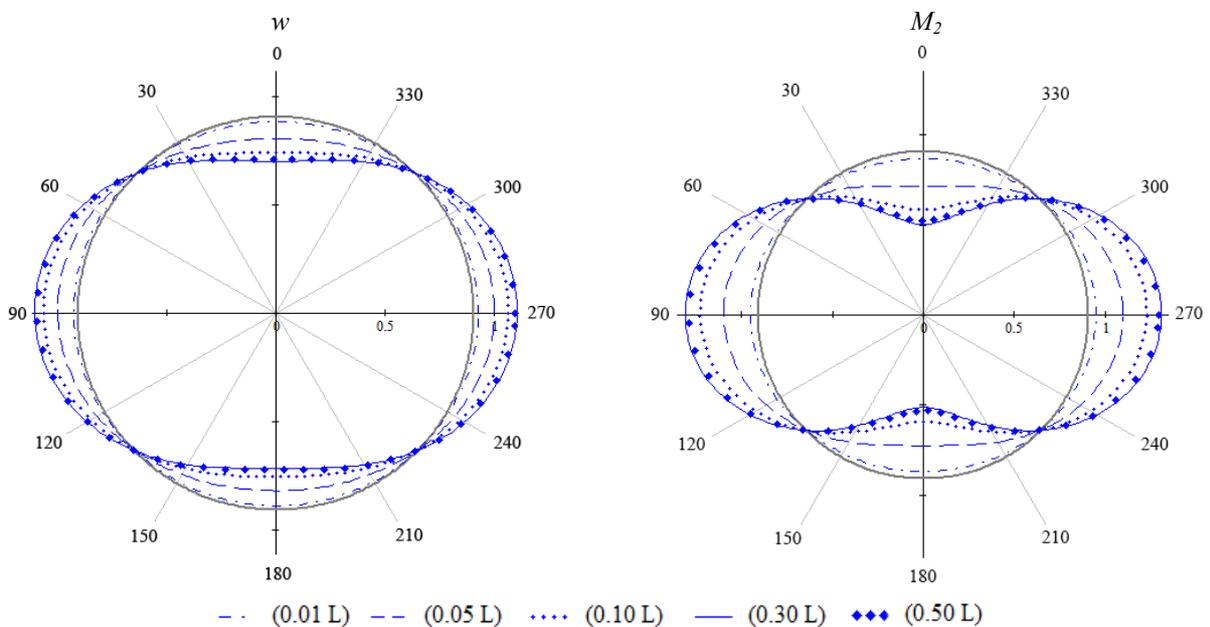


Рис. 7. Сводные эпюры для радиальных перемещений (w) и изгибающего момента (M_2)

Характер изменения НДС можно проследить на сводных эпюрах, построенных в зависимости от положения рассматриваемого сечения по длине водопропускной трубы. На рис. 7 приведены эпюры для радиального перемещения (w) и изгибающего момента (M_2).

Таблица 4

Компонент НДС	$\beta = 0$ (шельга)	$\beta = \pi$ (лоток)	$\beta = \pi/2$ (гор. диаметр)
u (мм)	3E-013	-1.9E-013	-5.3E-014
v (мм)	-27.4	-27.3	27.1
w (мм)	-55.2	-54.9	54.0
N_1 (кН/м)	8.073	8.073	-8.073
N_2 (кН/м)	24.221	24.551	-3.057
M_2 (кН·м)/м	-13.339	-13.2	12.002

Представляет интерес сравнить значения вертикальных прогибов, полученных экспериментально и аналитически, с использованием предложенной методики. На рис. 8 представлены продольный профиль рассмотренной водопропускной трубы и графики изменения вертикального диаметра. Анализируя график, можно отметить хорошее совпадение теоретических и опытных данных, особенно в области наиболее опасного – среднего – сечения трубы.

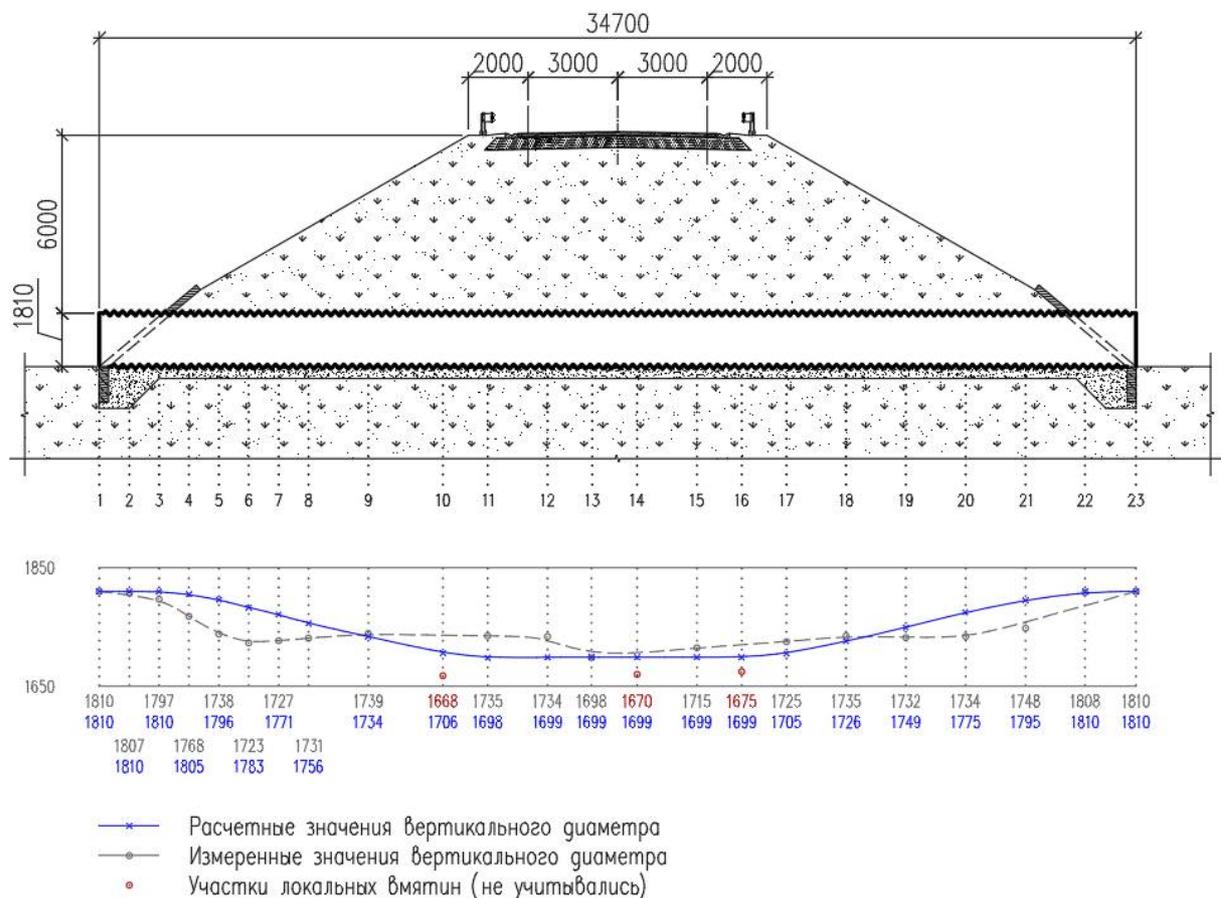


Рис. 8. Теоретические и натурные данные изменения вертикального диаметра по длине трубы

6. Исследование влияния размытия основания на НДС конструкции.

Проанализируем зависимость НДС гофрированной водопропускной трубы от величины участка размытия. Моделирование размытия грунтового основания осуществляется путем введения разрыва размером l_p в эпюре опорного воздействия под основанием трубы. При этом разрывная эпюра с учетом размытия принимается эквивалентной эпюре без учета

размытия. Пример вымывания грунтового основания под гофрированной водопропускной трубой и предлагаемая схема нагрузки изображены на рис. 9 и 10.



Рис. 9. Пример размытия основания [20]

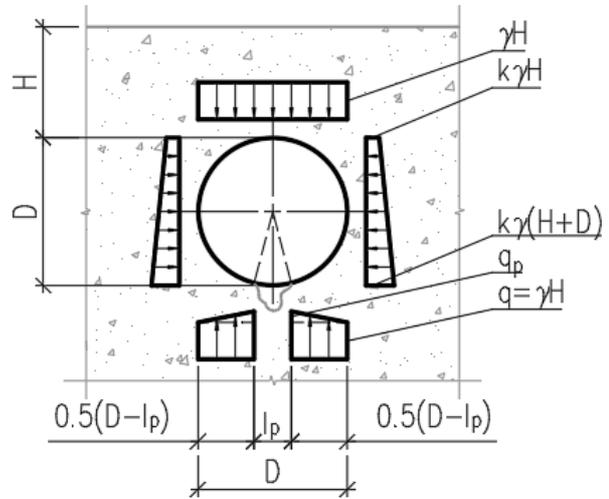


Рис. 10. Расчетная схема нагрузки с учетом размытия грунта основания

Очертание участков разрывной эпюры трапециевидное с основаниями q на свободном конце, и $q+q_p$ на границе с зоной размытия. Прибавка q_p определяется через величину участка размытия l_p из условия равенства эпюр опорного воздействия без размытия и с учетом размытия по формуле:

$$q_p = q \cdot \frac{2 \cdot l_p}{2 \cdot R - l_p}.$$

Далее запишем выражение для определения ординаты трапециевидной эпюры в зависимости от угла β , также выражая всё через параметр l_p :

$$q(\beta) = q \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot l_p}{2 \cdot R - l_p} \cdot \frac{R \cdot (1 - \cos(\beta))}{R - 0.5 \cdot c} \right). \quad (23)$$

Выражение в скобках обозначим как k_p – коэффициент размытия:

$$k_p = 1 + \frac{2 \cdot l_p}{2 \cdot R - l_p} \cdot \frac{R \cdot (1 - \cos(\beta))}{R - 0.5 \cdot l_p}.$$

Раскладывая нагрузку из выражения (23) на нормальную и тангенциальную составляющие, получим радиальные и окружные составляющие опорного воздействия на нижнюю половину трубы с учетом коэффициента размытия, которые отличаются от полученных ранее (22) только наличием коэффициента k_p :

$$q_{norm}(\beta) = k_p \cdot q \cdot \cos^2(\beta); \quad q_{tan}(\beta) = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot q \cdot \sin(2\beta). \quad (24)$$

Угол между вертикальной осью и границей зоной размытия обозначим как β_p :

$$\beta_p = \arcsin\left(\frac{0.5 \cdot l_p}{R}\right).$$

Разбивая функцию опорного воздействия на три участка получим следующее. На участках $(\pi/2 < \beta < \pi - \beta_p)$ и $(\pi + \beta_p < \beta < 3\pi/2)$ опорное усилие определяется выражениями (24), на участке $(\pi - \beta_p \leq \beta \leq \pi + \beta_p)$ опорное усилие равно нулю. Исследование зависимости НДС гофрированной водопропускной трубы от величины участка размытия производится на рассмотренном ранее примере. Варьируя величину участка размытия (l_p) в интервале от 0 до

0.4R с шагом 0.1R, определяем основные внутренние усилия и перемещения для среднего сечения трубы. Результаты расчета приводятся на рис. 11 и в табл. 5.

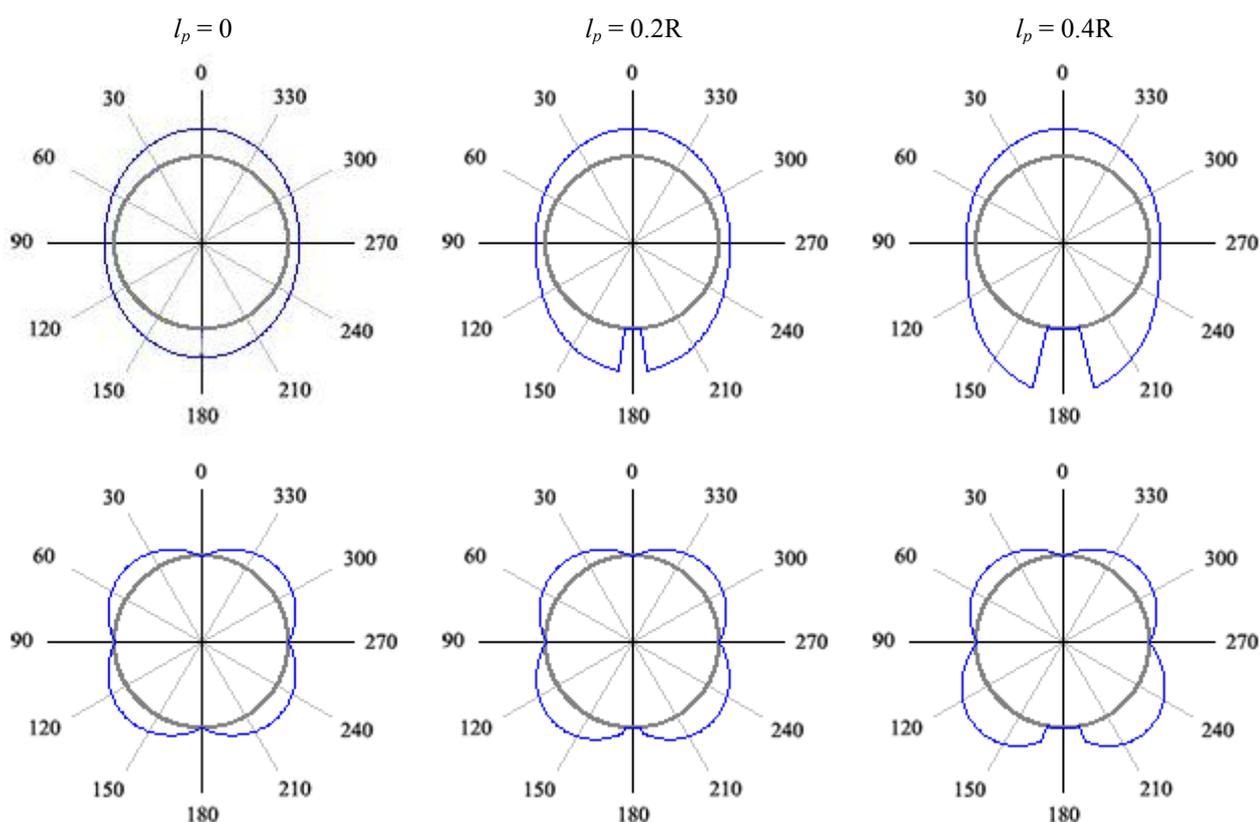


Рис. 11. Эпюры нормальной (верхний ряд) и тангенциальной (нижний ряд) нагрузок в зависимости от величины участка размытия

Таблица 5

$l_p, \text{мм}$	0	0.1R	0.2R	0.3R	0.4R
		0	90.5	181.1	271.5
$w_{\text{верг. полн.}}, \text{мм}$	110.1	112.6	114.5	115.7	116.0
$\Delta \%$	-	2.3	4.0	5.1	5.4
$N_2(0), \text{кН/м}$	24.221	24.281	24.313	24.346	24.407
$\Delta \%$	-	0.2	0.4	0.5	0.8
$N_2(\pi), \text{кН/м}$	24.551	25.430	26.502	27.885	29.738
$\Delta \%$	-	3.6	7.9	13.6	21.1
$M_2(0), (\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$	-13.339	-13.597	-13.810	-13.969	-14.059
$\Delta \%$	-	1.9	3.5	4.7	5.4
$M_2(\pi), (\text{кН}\cdot\text{м})/\text{м}$	-13.200	-13.328	-13.283	-13.047	-12.561
$\Delta \%$	-	1.0	0.6	-1.2	-4.8

Где $w_{\text{верг. полн.}}$ – полное вертикальное перемещение (уменьшение вертикального диаметра)

Анализируя данные, приведенные в табл. 5, можно оценить характер изменения НДС гофрированной трубы с увеличением зоны размытия под её основанием. Так, например, при величине размытия 0.4R вертикальный прогиб увеличился на 5.4 %, внутреннее усилие N_2 в шельге и в лотке трубы увеличилось на 0.8 % и на 21.1 % соответственно. Изгибающий момент M_2 в шельге трубы увеличился на 5.4 %, а в лотке – уменьшился на 4.8 %.

Качественный характер изменения приведенных параметров можно увидеть на графиках на рис. 12 и 13.

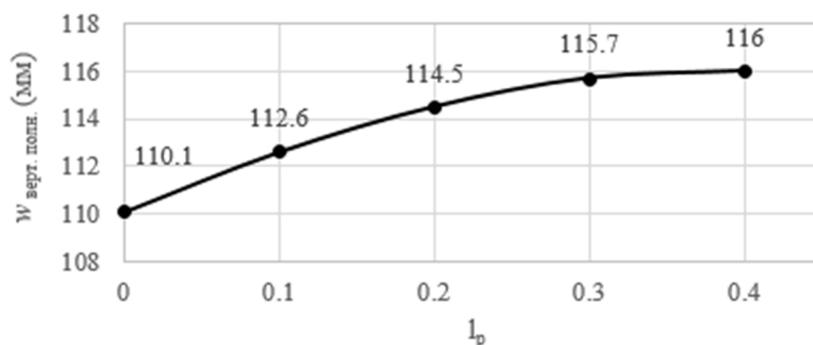


Рис. 12. Зависимость вертикального прогиба от величины участка размытия

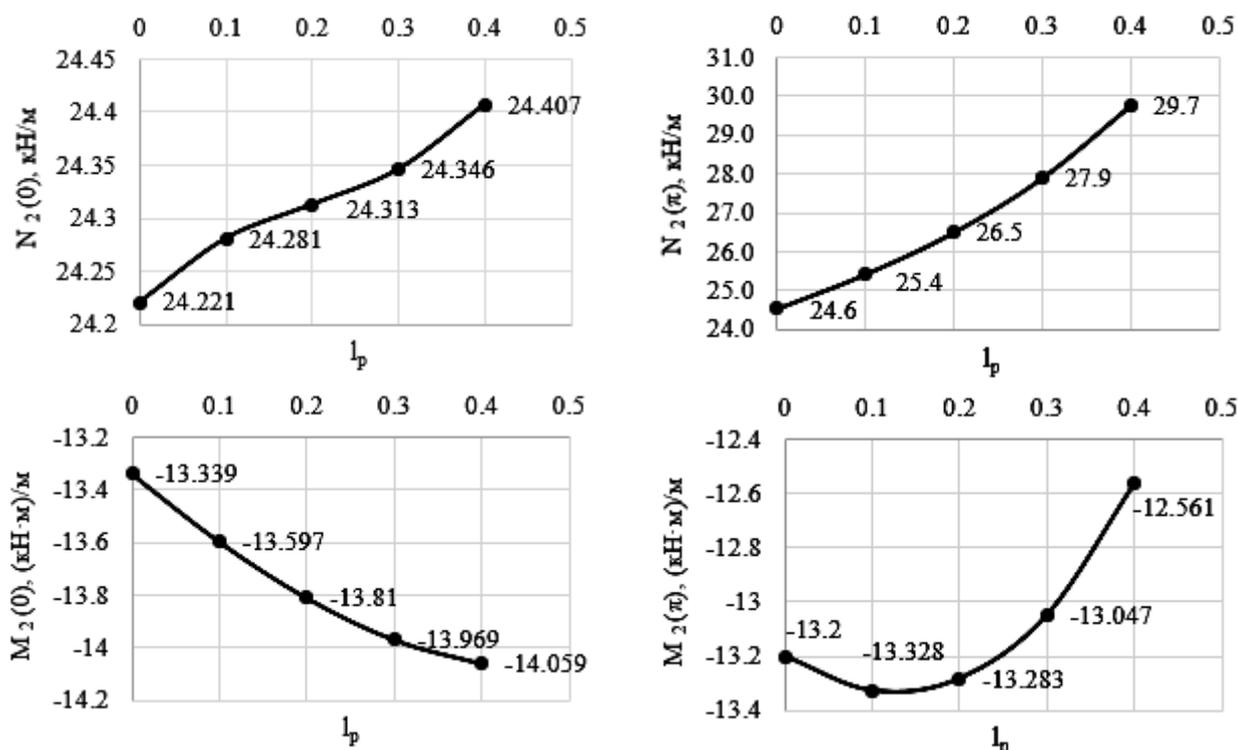


Рис. 13. Зависимость внутренних усилий от величины участка размытия

Можно отметить следующие зависимости. Увеличение вертикального прогиба носит затухающий характер. Внутреннее усилие N_2 в шельге и лотке трубы монотонно возрастает. Причем, если в области шельги увеличение не превышает 1%, то в области лотка увеличение достигает 21%. Изгибающий момент M_2 в шельге трубы монотонно возрастает, в области лотка трубы возрастает по мере увеличения участка размытия до 0.15R с максимальным значением 13.339 (кН·м)/м после чего начинает стремительно уменьшаться.

Для иллюстрации перераспределений внутренних усилий по поперечному сечению в процессе размытия основания построим для них сводные эпюры с учетом размытия и без него (рис. 14). На графиках можно отметить особенности изменения НДС гофрированной трубы до и после возникновения размытия в области основания. Наибольшее увеличение изгибающего момента M_2 наблюдается в области горизонтального диаметра. Он увеличился с 12.002 (кН·м)/м при отсутствии размытия до 13.650 (кН·м)/м при величине участка размытия 0.4R, разница составила 13.7 %. Наибольшее увеличение внутреннего усилия N_2

можно видеть в области лотка. Оно увеличилось с 24.551 $\kappa H/m$ при отсутствии размытия до 29.738 $\kappa H/m$ при величине участка размытия 0.4R, разница составила 21.1 %. При этом значительные перераспределения внутреннего усилия N_2 происходят только в области нижней половины трубы.

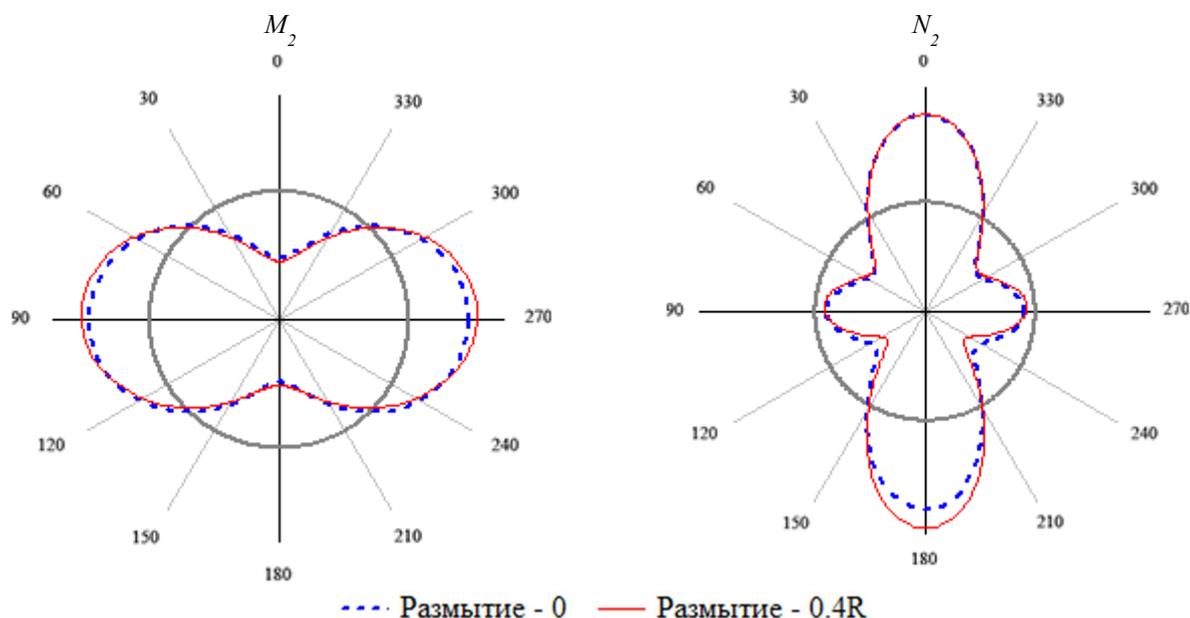


Рис. 14. Сводные эпюры для внутренних усилий с учетом размытия и без него

На примере описанной разрывной нагрузки определим необходимое количество членов разложения N в расчетных формулах. Для оценки воспользуемся выражениями (18) для радиального перемещения w и (21) для изгибающего момента M_2 соответственно. Для этого произведем ряд расчетов по указанным выражениям для среднего сечения трубы в области шельги, варьируя количество удерживаемых членов разложения. Результаты расчетов представлены на рис. 15 и в табл. 6.



Рис. 15. График сходимости результата расчета радиального перемещения (w)

Таблица 6

	$N=2$	$N=3$	$N=4$	$N=5$
$w(0), \text{мм}$	-56.949	-57.375	-57.671	-57.671
$\Delta \%$	-	0.75 %	0.52 %	0.00 %
$M_2(0), (\kappa H \cdot m)/m$	-13.204	-13.467	-13.81	-13.81
$\Delta \%$	-	1.99 %	2.55 %	0.00 %
ПРИМЕЧАНИЕ $\Delta \%$ - отклонение результата от предыдущего значения.				

Как видно из рис. 15 и данных табл. 6, ряд сходится достаточно быстро. Без ущерба для точности расчетов можно ограничиться четвертым членом ряда, удерживая в разложении первые три члена, начиная со второго. А удерживая только один член ряда, погрешность расчета составит: для радиального перемещения – 1.27%, для изгибающего момента – 4.59%.

Выводы. Предложена методика оценки НДС гофрированных водопропускных труб на основе полубезмоментной теории оболочек. Проанализирована возможность использования данной методики применительно к МГТ и получены разрешающие уравнения для перемещений и основных внутренних усилий в рядах. Также проверена сходимость решения и выявлено необходимое количество удерживаемых членов разложения. Предложенная методика реализована в ПК MathCad и апробирована на примере эксплуатируемой водопропускной трубы. Представлены результаты оценки НДС конструкции. Получено удовлетворительное приближение аналитических и фактических значений вертикальных прогибов. С использованием аппарата описанной методики предложен алгоритм для оценки НДС водопропускных труб с учетом размытия грунтовой обоймы основания. Проведено исследование влияния величины участка размытия на компоненты НДС трубы. Представлены численные результаты исследования с описанием выявленных зависимостей.

Библиографический список

1. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. М.: Машиностроение, 1978. 312 с.
2. Водопропускные трубы под насыпями / Е.А. Артамонов, Г.Я. Волченков, Р.С. Клейнер, Р.Е. Подвальный, А.С. Потапов, К.Б. Щербина, О.А. Янковский. М.: Транспорт, 1982. 232 с.
3. Бидерман В.Л. Механика тонкостенных конструкций. Статика. М.: Машиностроение, 1977. 488 с.
4. Бояршинов С.В. Основы строительной механики машин. М.: Машиностроение, 1973. 456 с.
5. Бугаева О.Е. Проектирование обделок транспортных тоннелей. Л.: Тип. ВВИТКУ, 1963. 100 с.
6. Виноградов С.В. Расчет подземных трубопроводов на внешние нагрузки. М.: Стройиздат, 1980. 135 с.
7. Власов В.З. Избранные труды. Т. 1: Общая теория оболочек. М.: Издательство академии наук СССР, 1962. 528 с.
8. Герцог А.А. Гофрированные трубы на автомобильных дорогах. М.: Гушосдор, 1939. 112 с.
9. Емельянов Л.М. О расчете подземных гибких труб // Строительная механика и расчет сооружений. 1961. Вып. 1. С. 1-7.
10. Клейн Г.К. Расчет подземных трубопроводов. М.: Стройиздат, 1969. 240 с.
11. Колкунов Н.В. Основы расчета упругих оболочек. Изд. 2-е перераб. и доп. М.: Высш. шк., 1972. 296 с.
12. Металлические гофрированные трубы под насыпями / Н.М. Колоколов, О.А. Янковский, К.Б. Щербина, С.Э. Черняховская. М.: Транспорт, 1973. 120 с.
13. Крылов А.Н. О расчете балок, лежащих на упругом основании. Изд. 2-е. Л.: Издательство академии наук СССР, 1931. 154 с.
14. Лисов В.М. Дорожные водопропускные трубы. М.: Информ.-изд. центр «ТИМР», 1998. 140 с.
15. Новожилов В.В. Теория тонких оболочек. Л.: Судпрогиз, 1951. 344 с.

16. Овчинников И.Г., Осокин И.А. О возможности применения теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова к расчету металлических гофрированных конструкций // Науковедение. 2014. Вып. 4. 19 с.
17. Осокин И.А. Применение теории оболочек вращения к расчету гофрированных водопропускных труб // Науковедение. 2013. Вып. 2. – 13 с.
18. Теребушко О.И., Андреев О.В., Прокопович А.Г. Основы теории упругости и пластичности. М.: Наука, 1984. 320 с.
19. Ярошенко В.А. Водопропускные трубы под железнодорожными насыпями. М.: Трансжелдориздат, 1952. 232 с.
20. Piratla K.R., Jin H, Yazdekhashti S. A Failure Risk-Based Culvert Renewal Prioritization Framework // Infrastructures. 2019. Vol. 4. №3. 14 p.
21. Effect of Deterioration on the Performance of Corrugated Steel Culverts / Van Thien Mai, Neil A. Hoult, Ian D. Moore // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2014. Vol. 140. №32. 11 p.
22. Nakhostin E., Kenny S., Sivathayalan S. Buried Corrugated Steel Culvert Failure Mechanisms Due to Environmental Deteriorations // International Conference on Sustainable Infrastructure. 2019. Pp. 29-40.

References

1. Alfutov N.A. The basics of calculating the stability of elastic systems. M.: Mechanical Engineering, 1978. 312 p.
2. Artamonov E.A. Volchenkov G.Ya., Kleiner R.S., Podvalny R.E., Potapov A.S., Shcherbina K.B., Yankovsky O.A. Culverts under embankments. M.: Transport, 1982. 232 p.
3. Biderman V.L. Mechanics of thin-walled structures. Statics. M.: Mechanical Engineering, 1977. 488 p.
4. Boyarshinov S.V. Fundamentals of structural machine mechanics. M.: Mechanical Engineering, 1973. 456 p.
5. Bugaeva O.E. Design of lining of transport tunnels. L.: Type. VVITKU, 1963. 100 p.
6. Vinogradov S.V. Calculation of underground pipelines for external loads. M.: Stroyizdat, 1980. 135 p.
7. Vlasov V.Z. Selected Works. Volume 1. General theory of shells. M.: Publishing house of the Academy of Sciences of the USSR, 1962. 528 p.
8. Duke A.A. Corrugated pipes on highways. M.: Gushosdor, 1939. 112 p.
9. Emelyanov L.M. On the calculation of underground flexible pipes. Structural Mechanics and Calculation of Structures. No. 1. 1961. Pp. 1-7.
10. Klein G.K. Calculation of underground pipelines. M.: Stroyizdat, 1969. 240 p.
11. Kolkunov N.V. Basics of calculating elastic shells. Ed. 2nd revision. and add. M.: Higher school, 1972. 296 p.
12. Kolokolov N.M., Yankovsky O.A., Shcherbina K.B., Chernyakhovskaya S.E. Metal corrugated pipes under embankments. M.: Transport, 1973. 120 p.
13. Krylov A.N. About the calculation of beams lying on an elastic foundation. 2nd. Ed. L.: Publishing house of the Academy of Sciences of the USSR, 1931. 154 p.
14. Lisov V.M. Road culverts. M.: Inform.ed. center "TIMR", 1998. 140 p.
15. Novozhilov V.V. Thin shell theory. L.: Sudprogiz, 1951. 344 p.
16. Ovchinnikov I.G., Osokin I.A. On the possibility of applying the theory of semi-momentless shells V.Z. Vlasova to the calculation of metal corrugated structures. Science. 2014. Issue. 4. 19 p.
17. Osokin I.A. Application of the theory of shells of revolution to the calculation of corrugated culverts. Science. 2013. Issue. 2. 13 p.

18. Terebushko O.I. Foundations of the theory of elasticity and plasticity. Moscow: Nauka, 1984. 320 p.
19. Yaroshenko V.A., Andreev O.V., Prokopovich A.G. Culverts under railway embankments. M.: Transzheldorizdat, 1952. 232 p.
20. Piratla, K.R., Jin He, Yazdekhasi Sepideh. A failure risk-based culvert renewal prioritization framework. Infrastructures. Vol. 4. No. 3. 2019. 14 p.
21. Mai V.T. Effect of Deterioration on the Performance of Corrugated Steel Culverts / Van Thien Mai, Neil A. Hoult, Ian D. Moore // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2014. Vol. 140. No. 32. 11 p.
22. Nakhostin E., Kenny S., Sivathayalan S. Buried corrugated steel culvert failure mechanisms due to environmental deteriorations. International Conference on Sustainable Infrastructure. 2019. Pp. 29-40.

DETERMINATION OF THE MODE OF DEFORMATION OF CORRUGATED WATER PIPES WITH OPERATING DEFECTS BASED ON SEMI-TERMINAL SHELL THEORY

A. V. Chernikov¹, V. A. Kozlov²

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

¹Graduate Student of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(920)246-70-77,
e-mail: chernikov-andrei@yandex.ru

²Dr. of Physical and Mathematical Sciences, Head of the Department of Structural Mechanics Tel.: +7(473)276-40-06,
e-mail: vakozlov@vgasu.vrn.ru

The proposed work evaluates the possibility of applying the semi-momentless theory of shells to the design of corrugated culverts. On the basis of this theory, the derivation of the main resolving equations for efforts and displacements is presented. Using the described computing device, a method is proposed for assessing the stress-strain state of a corrugated culvert taking into account soil erosion in the base area. An example of the calculation of an operating culvert is given. And also the results of the study of the influence of the size of the erosion area of the soil cage under the base of the pipe on its stress-strain state are presented.

Keywords: metal corrugated pipe (MHP), metal corrugated structures (MHC), culvert, semi-momentless theory of shells, operational defects.

АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПРОГИБА ПЛОСКОЙ ВНЕШНЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМОЙ ФЕРМЫ С ПРОИЗВОЛЬНЫМ ЧИСЛОМ ПАНЕЛЕЙЕ. В. Комерзан¹, О. В. Свириденко²Национальный исследовательский университет «МЭИ»^{1,2}
Россия, г. Москва

¹Канд. техн. наук, доцент кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: + 7 (495) 362-77-19, e-mail: KomerzanYV@mpei.ru

²Канд. техн. наук, доцент кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: + 7 (495) 362-77-19, e-mail: SviridenkoOV@mpei.ru

Предлагается схема статически определимой фермы рамного типа с двумя неподвижными шарнирными опорами. Нижний пояс фермы приподнят в своей средней части. Методом индукции в системе компьютерной математики Maple для трех видов нагрузки находится зависимость прогиба середины пролета конструкции от величины нагрузки, размеров и числа панелей. Усилия в стержнях определяются методом вырезания узлов одновременно с поиском реакций опор. Для нахождения прогиба используется формула Максвелла - Мора. Находится распределение усилий по стержням конструкции и линейная асимптотика зависимости прогиба от числа панелей.

Ключевые слова: ферма, прогиб, Maple, индукция, число панелей.

Постановка задачи

Расчет строительных конструкций, как правило, производится численными методами в специализированных пакетах [1-5]. Аналитические методы расчета усилий, деформаций, прочности и собственных частот сооружений применяются для регулярных систем для тестирования численных решений и в тех случаях, когда аналитический расчет позволяет избежать сложных вычислений численными методами, требующих значительных вычислительных ресурсов и времени в конструкциях с большим числом элементов. Некоторые аналитические решения для плоских ферм методом индукции получены в [6-8] с применением системы компьютерной математики Maple. Нижние оценки первой частоты колебаний найдены для плоских [9-13] и пространственных ферм [14] регулярного типа. В [15-19] приведены формулы зависимости прогиба пространственных ферм от числа панелей, в [20-23] даны решения задачи о деформациях регулярных решетчатых ферм. Анализ регулярных стержневых систем с точки зрения возможности расширения класса таких конструкций проведен в [1, 24-26]. В справочнике [27] даны аналитические решения для плоских регулярных статически определимых ферм с различными схемами решеток, нагрузок и типов опор.

В настоящей работе предлагается схема регулярной фермы с двумя неподвижными опорами шарнирного типа. Четыре неизвестные реакции опор в такой конструкции делают ее внешне статически неопределимой. Найти реакции опор в этом случае независимо от расчета усилий в стержнях не представляется возможным. Ставится задача получить прогиб фермы в зависимости от числа панелей для различных нагрузок. Ферма имеет длину пролета $L = 2(n+1)a$, где n — число панелей с крестообразной решеткой в половине средней части

пролета. Общее число стержней в конструкции, включая четыре стержня, моделирующие опоры, равно $K = 8n + 20$. Нагрузка равномерно распределена по узлам верхнего пояса.

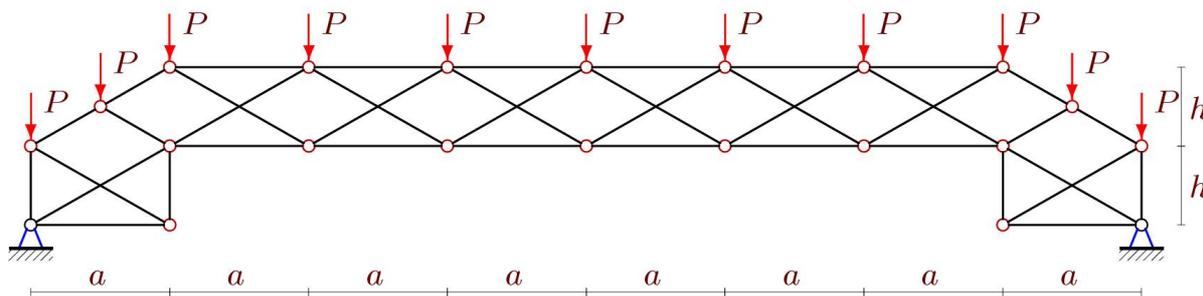


Рис. 1. Ферма, нагрузка по узлам верхнего пояса, $n = 3$

Расчет усилий

Для получения формулы зависимости прогиба от числа панелей необходимо определить аналитические выражения для усилий во всех стержнях фермы. Воспользуемся программой [28], написанной на языке Maple. Узлы (шарниры) фермы и стержни нумеруются (рис. 2). Неподвижная опора моделируется двумя стержнями. Левая опора — (1-15) и (1-16), правая — (7-17) и (7-18). Начало координат выбирается в левой опоре. В программу вводятся координаты узлов.

Порядок соединения стержней в решетке определяется условными векторами, содержащими номера концов соответствующих стержней. По координатам узлов в соответствии со структурой решетки составляется матрица системы уравнений равновесия узлов. Элементы матрицы — направляющие косинусы усилий в стержнях, соединенных в узлах.

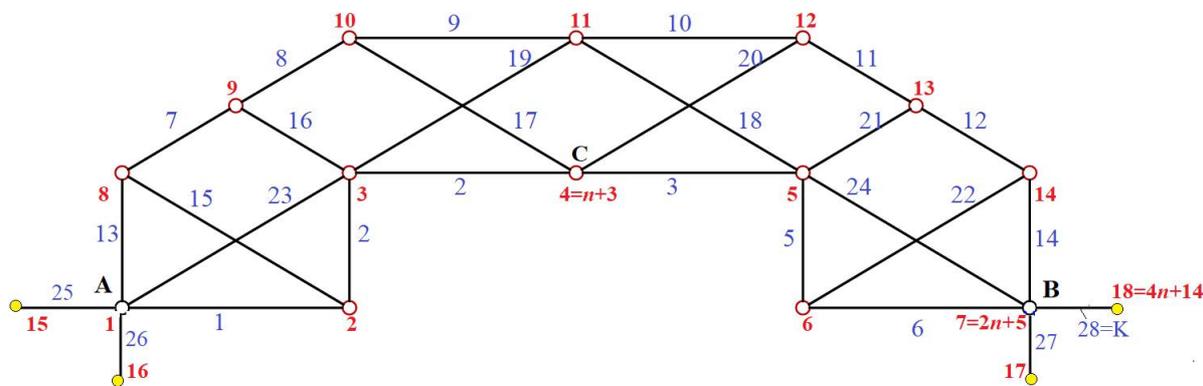


Рис. 2. Нумерация узлов и стержней фермы, $n = 1$

Решение системы уравнений дает распределение усилий в стержнях фермы и реакции опор в аналитическом виде, что позволяет использовать эти данные для вывода формулы для прогиба. В численном виде при $n = 2$, $a = 3\text{ м}$, $h = 4\text{ м}$ распределение усилий, отнесенных к величине нагрузки P представлено на рис. 3. Толщина линий пропорциональна модулям усилий, синим цветом выделены сжатые элементы, красным — растянутые, черным — ненапряженные. Числом показано значение относительного усилия, округленное до двух знаков. Верхний пояс оказался сжатым, нижний — растянутым. Для случая нагружения нижнего пояса (рис. 4) распределение усилий показано на рис. 5.

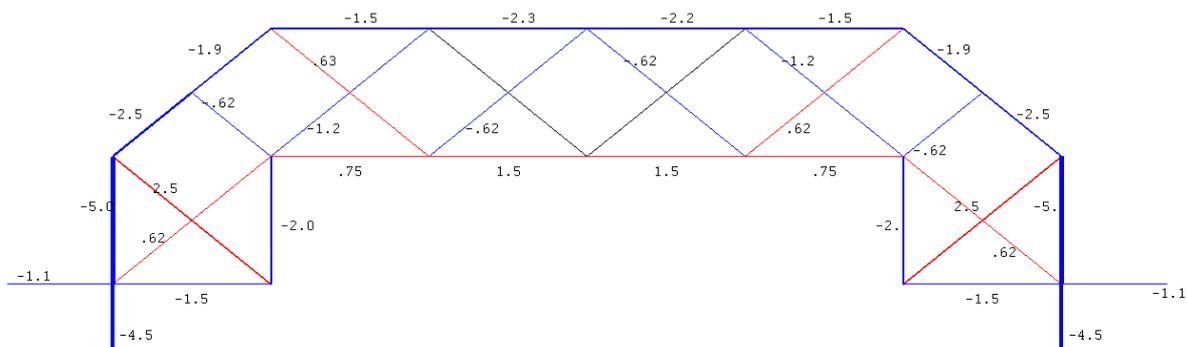


Рис. 3. Нагрузка по верхнему поясу. Распределение усилий в стержнях, $n = 2$

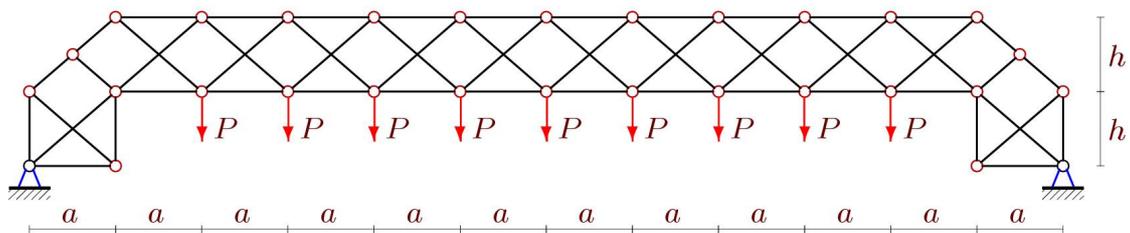


Рис. 4. Ферма, нагрузка по узлам нижнего пояса, $n = 5$

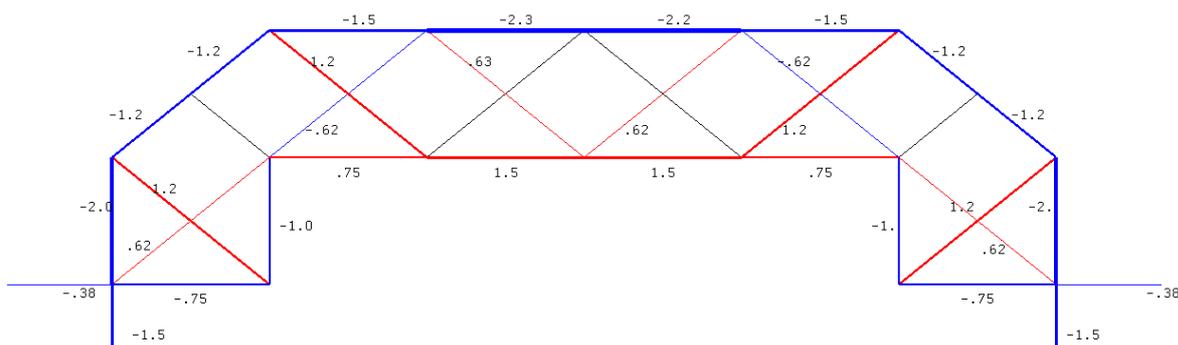


Рис. 5. Нагрузка по нижнему поясу. Распределение усилий в стержнях, $n = 2$

Реакции опор можно получить в аналитическом виде из решения системы уравнений равновесия всех узлов. Имеем ряд решений для горизонтальных реакций опор ферм с различным числом панелей.

$$S_K^{(P)} = 0, -Pa/(2h), -Pa/h, -3Pa/(2h), -3Pa/h, \dots$$

Обобщая методом индукции, получаем в случае равномерной нагрузки на верхний пояс: $R_A = R_B = Pa(n+1)/(2h)$. Для нагрузки на нижний пояс горизонтальные реакции опор имеют вид $R_A = R_B = Pa(n-1)/(2h)$. В случае действия сосредоточенной вертикальной силы на узел C в середине пролета эти реакции для нечетных n равны нулю: $R_A = R_B = Pa((-1)^n + 1)/(4h)$.

Вычисление прогиба

Прогиб определяется по формуле Максвелла-Мора:

$$\Delta = \sum_{k=1}^{K-4} S_k^{(P)} S_k^{(1)} l_k / (EF).$$

Суммирование ведется по всем деформируемым стержням конструкции, кроме четырех опорных по предположению недеформируемых. Расчет ряда ферм с последовательно увеличивающимся числом панелей дает общее выражение для прогиба

$$\Delta = P(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 h^3) / EF, \quad (1)$$

где $c = \sqrt{a^2 + h^2}$. Коэффициенты $C_1(n)$, $C_2(n)$ и $C_3(n)$ в этой формуле определяются методом индукции [28]. Из решения рекуррентного уравнения десятого порядка получаем зависимость

$$C_1 = (10n^4 + 2(5 - 6(-1)^n)n^3 + 2(4 - 3(-1)^n)n^2 + (11 - 15(-1)^n)n - 12(-1)^n + 12) / 24. \quad (2)$$

Аналогично, но несколько проще, находятся и другие коэффициенты:

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

В случае нагрузки на нижний пояс имеем аналогичные зависимости:

$$C_1 = n(10n^3 - 2(6(-1)^n - 5)n^2 - 2(3(-1)^n - 4)n - 15(-1)^n + 11) / 24,$$

$$C_2 = (2n^2 + 4(1 - (-1)^n)n - 5(-1)^n + 1) / 8, \quad C_3 = -5n((-1)^n - 1) / 4.$$

При действии на ферму одной силы в середине пролета коэффициенты в (1) имеют вид:

$$C_1 = (4n^3 + 3(1 - 3(-1)^n)n^2 + (11 - 3(-1)^n)n - 3(-1)^n + 3) / 12, \quad (4)$$

$$C_2 = (2 - (-1)^n + n) / 2, \quad C_3 = 5(1 - (-1)^n) / 4.$$

В последнем случае степени полиномов меньше, чем в случае распределенной нагрузки.

Численный пример

Для иллюстрации найденной зависимости прогиба от числа панелей построим соответствующие графики для фермы длины $L = 2(n+1)a = 100$ м с суммарной нагрузкой на верхний пояс $P_0 = (2n+5)P$. Введем в рассмотрение безразмерный прогиб $\Delta' = EF\Delta / (PL)$. На рис. 6 приведены две кривые, построенные по решению (1) с коэффициентами (2) и (3) для случая нагружения верхнего пояса. Несмотря на скачкообразное изменение прогиба, на графиках прослеживается наклонная асимптота. Аналитическая форма решения позволяет найти угол ее наклона:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \Delta' / n = h / (8L).$$

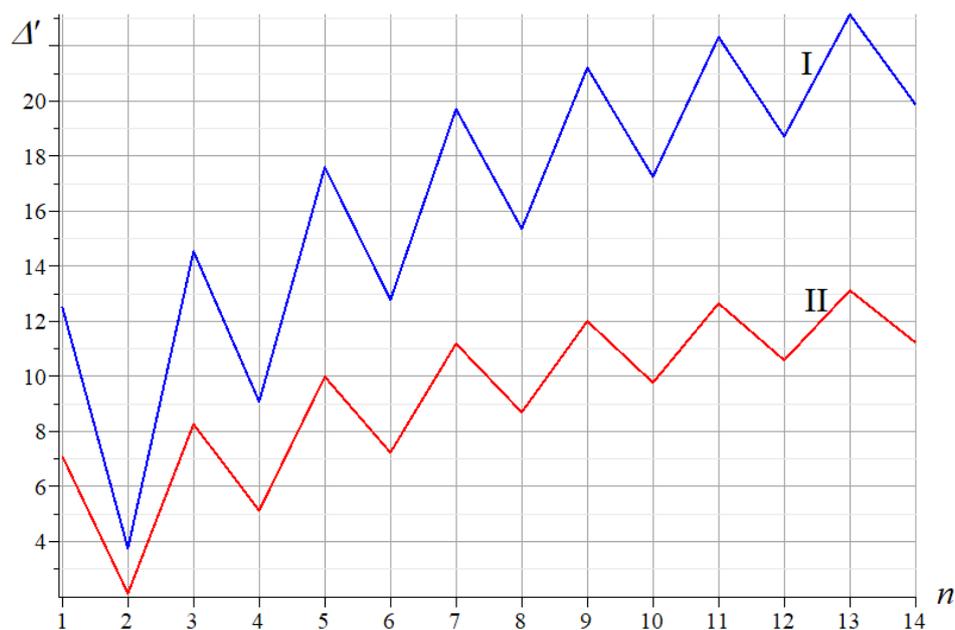


Рис. 6. Зависимость прогиба от числа панелей. $L=100$ м, I — $h = 3$ м; II — $h = 4$ м

Заключение

Предложена схема статически определимой регулярной фермы рамного типа. Методом индукции получена формула зависимости прогиба от числа панелей для трех видов нагрузки. Построены распределения усилий по стержням решетки. Показано, что зависимости прогиба от числа панелей имеют наклонные асимптоты. Скачкообразный характер этой зависимости с величинами скачков, достигающими 50%, показывает, что выбор точного числа панелей в таких задачах имеет большое значение. Увеличение или уменьшение числа панелей всего на одну может существенно увеличить или уменьшить жесткость конструкции при сохранении ее размеров и веса.

Примененный в решении поставленной задачи алгоритм вывода формул может быть использован и в других аналогичных фермах регулярной структуры.

Библиографический список

1. Guest S.D., Hutchinson J.W. On the determinacy of repetitive structures // Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 2003. Vol. 51. P. 383–391.
2. Kiychenko T.S., Tabanyukhova M.V., Kharinova N.V. Determination of stresses in truss rods: numerical and physical experiment // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering The conference proceedings ICCATS-2019. South Ural State University (national research university), Irkutsk National Research Technical University, Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltsin. 2019. P. 033043.
3. Дмитриева Т.Л. Алгоритм автоматизированного проектирования ферм минимального веса // Известия высших учебных заведений. Сер. Строительство. 2010. № 3 (615). С. 98-105.
4. Heyman J. Design of a simple steel truss // Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings. 2010. Vol. 163. № 1. P. 53-56.
5. Earthquake engineering optimization of structures by economic criterion / N. Vatin, A. Ivanov, Y. Rutman, S. Chernogorskiy, K. Shvetsov // Magazine of Civil Engineering. 2017. № 8(76). P. 67–83. DOI:10.18720/MCE.76.7.

6. Белянкин Н.А., Бойко А.Ю. Формулы для прогиба балочной фермы с произвольным числом панелей при равномерном нагружении // Строительная механика и конструкции. 2019. №1(20). С. 21-29.
7. Ткачук Г.Н. Формула зависимости прогиба несимметрично нагруженной плоской фермы с усиленными раскосами от числа панелей // Строительная механика и конструкции. 2019. №2(21). С. 32-39.
8. Бойко А.Ю., Ткачук Г.Н. Вывод формул зависимости прогиба плоской шарнирно-стержневой рамы от числа панелей в системе *maple* // Строительная механика и конструкции. 2019. №4 (23). С. 15-25.
9. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Анализ собственных частот колебаний плоской фермы с произвольным числом панелей // Вестник МГСУ. 2019. Т.14. № 3 (126). С. 284–292.
10. Vorobev O.V. Bilateral Analytical Estimation of the First Frequency of a Plane Truss // Construction of Unique Buildings and Structures. 2020. № 92(7). P. 9204–9204. DOI:10.18720/CUBS.92.4. Режим доступа: URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2020.92.4> (date of application: 27.02.2021).
11. Kirsanov M., Petrichenko E., Vorobev O. The formula for the lower estimate of the fundamental frequency of natural vibrations of a truss with an arbitrary number of panels; 2021 // Construction of Unique Buildings and Structures; 94 Article № 9403. DOI: 10.4123/CUBS.94.3
12. Kirsanov M.N., Sun Jiaxuan Analytical dependence of the lower bound of the natural oscillation frequencies of the manipulator truss from the number of panels // Строительная механика и конструкции. 2021. № 1(28). С. 32-38.
13. Kirsanov M.N., Dai Qiao Dependence of the natural oscillation frequency of the half-tilt console on the number of panels // Строительная механика и конструкции. 2021. № 1(28). С. 39-44.
14. Kirsanov M., Vorobyev O. Calculating of a spatial cantilever truss natural vibration frequency with an arbitrary number of panels: analytical solution // Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. Vol. 94. Article № 9402. DOI: 10.4123/CUBS.94.2.
15. Kirsanov M.N. The deflection of spatial coatings with periodic structure // Magazine of Civil Engineering. 2017. № 8 (76). P. 58-66.
16. Kirsanov M.N. Stress state and deformation of a rectangular spatial rod cover // Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Construction and Architecture. 2016. № 3 (31). P. 71–79.
17. Кирсанов М.Н. Аналитический расчет пространственной стержневой регулярной структуры с плоской гранью // Строительная механика и расчет сооружений. 2015. № 2 (259). С. 2-6.
18. Кирсанов М.Н. Аналитический расчет и оптимизация пространственной балочной фермы // Вестник МЭИ. 2012. № 5. С. 5-8.
19. Kirsanov M.N. Analytical calculation, marginal and comparative analysis of a flat girder // Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Construction and Architecture. 2016. № 1 (29). P. 84-105.
20. Kirsanov M.N., Zaborskaya N. Deformations of the periodic truss with diagonal lattice // Magazine of Civil Engineering. 2017. № 3 (71). С. 61-67.
21. Кирсанов М.Н. Расчет жесткости стержневой решетки // Вестник машиностроения. 2015. № 8. С. 48–51.
22. Kirsanov M.N., Vorobyev O.V. Analytical calculation of a planar springel truss deformations with an arbitrary number of panels // Structural Mechanics and Structures. 2020. № 4 (27). P. 7-15.

23. Кирсанов М.Н. Вывод формулы для прогиба решетчатой фермы, имеющей случаи кинематической изменяемости // *Строительная механика и конструкции*. 2017. № 1 (14). С. 27-30.
24. Zok F. W., Latture R. M., Begley M. R. Periodic truss structures // *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2016. Vol. 96. P. 184–203.
25. 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. P. 607–617.
26. 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. P. 756–782.
27. Kirsanov M. N. *Trussed Frames and Arches: Schemes and Formulas*. Cambridge Scholars Publishing. UK. 2020.
28. 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. Vol. 15. № 4. P. 510-517.

References

1. Guest S.D., Hutchinson J.W. On the determinacy of repetitive structures. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2003. Part 51. Pp. 383–391.
2. Kiychenko T.S., Tabanyukhova M.V., Kharinova N.V. Determination of stresses in truss rods: numerical and physical experiment. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering The conference proceedings ICCATS-2019*. South Ural State University (national research university), Irkutsk National Research Technical University, Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltsin. 2019. P. 033043.
3. Dmitrieva T.L. Algorithm for computer-aided design of trusses of minimum weight. *News of higher educational institutions. Building*. 2010. No. 3 (615). Pp. 98-105.
4. Heyman J. Design of a simple steel truss. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*. 2010. Part. 163. No 1. Pp. 53-56.
5. Vatin, N., Ivanov, Ay., Rutman, Y., Chernogorskiy, S., Shvetsov, K. Earthquake engineering optimization of structures by economic criterion. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. 8(76). Pp. 67–83. DOI:10.18720/MCE.76.7.
6. Belyankin N. A., Boyko A. Yu. Formulas for deflection of a beam truss with an arbitrary number of panels at uniform loading. *Construction mechanics and structures*. 2019. No. 1(20). Pp. 21-29.
7. Tkachuk G. N. Formula for the dependence of the deflection of an asymmetrically loaded flat truss with reinforced struts on the number of panels. *Construction mechanics and structures*. 2019. No. 2(21). Pp. 32-39.
8. Boyko A. Yu., Tkachuk G. N. Derivation of formulas for the dependence of the deflection of a flat hinge-rod frame on the number of panels in the maple system. *Construction mechanics and structures*. 2019. No. 4 (23). Pp. 15-25.
9. Kirsanov M.N., Tinkov D.V. Analysis of natural frequencies of vibrations of a flat truss with an arbitrary number of panels. *Vestnik MGSU*. 2019. Vol. 14. . № 3 (126). Pp 284-292.
10. Vorobev O.V. Bilateral Analytical Estimation of the First Frequency of a Plane Truss. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2020. 92(7). Pp. 9204–9204. DOI:10.18720/CUBS.92.4. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2020.92.4> (date of application: 27.02.2021).
11. Kirsanov M., Petrichenko E., Vorobev O. The formula for the lower estimate of the fundamental frequency of natural vibrations of a truss with an arbitrary number of panels;

- 2021; Construction of Unique Buildings and Structures; 94 Article No 9403. doi: 10.4123/CUBS.94.3
12. Kirsanov M. N., Sun Jiaxuan Analytical dependence of the lower bound of the natural oscillation frequencies of the manipulator truss from the number of panels. Structural Mechanics and Structures. 2021. № 1(28). Pp.32-38.
 13. Kirsanov M. N., Dai Qiao Dependence of the natural oscillation frequency of the half-tilt console on the number of panels. Structural mechanics and structures. 2021. №1 (28). Pp.39-44.
 14. Kirsanov M., Vorobyev O. Calculating of a spatial cantilever truss natural vibration frequency with an arbitrary number of panels: analytical solution; 2021; Construction of Unique Buildings and Structures; 94 Article No 9402. doi: 10.4123/CUBS.94.2
 15. Kirsanov M.N. The deflection of spatial coatings with periodic structure. Magazine of Civil Engineering. 2017. № 8 (76). Pp. 58-66.
 16. Kirsanov M.N. Stress state and deformation of a rectangular spatial rod cover. Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Construction and Architecture. 2016. № 3 (31). Pp. 71–79.
 17. Kirsanov M.N. Analytical calculation of a spatial rod regular structure with a flat face. Building mechanics and calculation of structures. 2015. No. 2 (259). Pp. 2-6.
 18. Kirsanov M.N. Analytical calculation and optimization of a spatial beam girder. Bulletin of the Moscow Power Engineering Institute. MEI Bulletin. 2012. No. 5. Pp. 5-8.
 19. Kirsanov M.N. Analytical calculation, marginal and comparative analysis of a flat girder. Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Construction and Architecture. 2016. № 1 (29). Pp. 84-105.
 20. Kirsanov M.N., Zaborskaya N. Deformations of the periodic truss with diagonal lattice. Magazine of Civil Engineering. 2017. № 3 (71). Pp. 61-67.
 21. Kirsanov M.N. Calculation of the stiffness of the rod lattice. Vestnik mashinostroeniya. 2015. No. 8. Pp. 48–51.
 22. Kirsanov M.N., Vorobyev O.V. Analytical calculation of a planar springel truss deformations with an arbitrary number of panels. Structural mechanics and structures. 2020. № 4 (27). Pp. 7-15.
 23. Kirsanov M.N. Derivation of the formula for the deflection of a lattice girder with cases of kinematic variability // Structural mechanics and structures. 2017. No. 1 (14). Pp. 27-30.
 24. 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.
 25. Hutchinson R. G., Fleck N.A. Microarchitected cellular solids – the hunt for statically determinate periodic trusses. ZAMM Z. Angew. Math. Mech. 2005. Part. 85. No. 9. Pp. 607–617.
 26. Hutchinson R.G., Fleck N.A. The structural performance of the periodic truss. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 2006. Vol. 54. No.4. Pp. 756–782.
 27. Kirsanov M. N. Trussed Frames and Arches: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing. UK. 2020.
 28. 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. Part. 15. № 4. Pp. 510–517.

ANALYTICAL CALCULATION OF THE DEFLECTION OF A PLANE EXTERNAL STATICALLY UNDETERMINATED TRUSS WITH AN ARBITRARY NUMBER OF PANELS

E.V. Komerzan¹, O. V. Sviridenko²

National Research University «MPEI»^{1,2}
Russia, Moscow

¹PhD of Tech. Sciences, Associate professor of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel .: + 7 495 362-77-19, e-mail: KomerzanYV@mpei.ru

²PhD of Tech. Sciences, Associate professor of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel .: + 7 495 362-77-19, e-mail: SviridenkoOV@mpei.ru

A scheme of a statically determinate frame-type truss with two fixed hinged supports is proposed. The lower chord of the truss is raised in its middle part. Using the induction method in the Maple computer mathematics system for three types of load, the dependence of the deflection of the middle of the structure span on the value of the load, size, and a number of panels is found. The forces in the rods and support reactions are determined by cutting out nodes. To find the deflection, the Maxwell-Mohr formula is used. The distribution of forces over the bars of the structure and the linear asymptotics of the dependence of the deflection on the number of panels are found.

Keywords: truss, deflection, Maple, induction, number of panels.

ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ВАКУУМНОГО ТРУБОПРОВОДА

А. В. Черников¹, В. С. Сафронов²

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

¹Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(920)246-70-77, e-mail: chernikov-andrei@yandex.ru

²Д-р техн. наук, профессор кафедры строительной механики, тел.: +7 (473) 271-52-30, e-mail: vss22@mail.ru

Описывается методика вероятностной оценки надёжности трубопроводов, работающих под действием избыточного внешнего давления (вакуумных), с учетом разброса их геометрических характеристик. Приводятся результаты численных исследований надежности участка вакуумного паропровода продуктового отделения сахарного завода. Изучается зависимость показателей надежности от степени неравномерности коррозии.

Ключевые слова: вакуумный трубопровод, устойчивость, вероятностная оценка надежности.

Введение. В настоящее время в промышленности широкое применение находят вакуумные системы. Они используются в ответственных технологических процессах нефтеперерабатывающей, металлургической, пищевой, энергетической промышленности, производственный цикл которых, как правило, является непрерывным. Выход из строя данных систем влечет за собой остановку производственного процесса и, как следствие, серьезные экономические проблемы. Основные элементы вакуумной системы – это насос, создающий и поддерживающий разрежение, откачиваемый сосуд и соединительный трубопровод. Технологическая цепочка может содержать не один откачиваемый сосуд, а также вспомогательное промежуточное оборудование. Трассы вакуумных трубопроводов при этом становятся довольно протяженными и разветвленными. Надежность вакуумной системы обеспечивается надежностью каждого входящего в неё элемента. И по сравнению с оборудованием (сосудами и аппаратами), работающим под действием избыточного внешнего давления, надежности вакуумных трубопроводов уделяется недостаточно много внимания (рис. 1).



Рис. 1. Оперативно восстановленный и усиленный участок вакуумного паропровода после потери устойчивости в процессе эксплуатации, сахарный комбинат "Отрадинский", сезон 2016-2017

Детерминированный расчет прочности и устойчивости вакуумных технологических трубопроводов достаточно хорошо освещен и регламентирован как в отечественной [9], так и в зарубежной [10] нормативной литературе. В настоящей же статье предлагается методика вероятностной оценки надежности вакуумных трубопроводов с учетом разброса геометрических характеристик на основе метода статистических испытаний.

1. Основные расчетные положения. Для анализа количественных показателей надежности вакуумного трубопровода, работающего под действием избыточного внешнего давления, необходимо определить вероятность его отказа, заключающуюся в появлении в нем предельного состояния первого рода, а именно потери устойчивости. Расчет вероятности отказа осуществляется методом статистических испытаний в соответствии с положениями теории надежности и теории риска.

Для построения методики вероятностных расчетов вводятся следующие гипотезы:

- геометрические характеристики трубопровода считаются случайными, распределенными по нормальному закону;
- величина коррозии, развивающейся в процессе эксплуатации, и нагрузка, представленная внешним давлением, принимаются случайными с распределением, отвечающим закону Гаусса;
- физические характеристики считаются заданными детерминировано;
- наиболее опасным нагружением принимается воздействие внешнего давления на оболочку трубопровода;
- кольца жесткости принимаются жесткими элементами, которые разделяют трубопровод на расчетные участки.

Расчетная схема трубопровода представляет собой цилиндрическую оболочку, разделенную на отдельные участки кольцами жесткости. Надежность системы с последовательным соединением элементов определяется вероятностью безотказного функционирования наименее надежного элемента системы. В связи с этим производится вероятностная оценка надежности всех участков трубопровода и наименее надежный участок определяет надежность трубопровода в целом.

2. Описание алгоритма расчета. Безотказное функционирование обеспечивается расчетом по первой группе предельных состояний на прочность и устойчивость. Данный расчет определяет необходимые соотношения между внешними воздействиями и геометрическими размерами трубопровода, с одной стороны, а также физическими и механическими свойствами материала - с другой. Эти соотношения ограничивают область безопасных состояний конструкции трубопровода [1, 2].

Расчетные величины условно разделяются на две группы: параметры прочности и параметры нагрузки. Такое разделение обусловлено тем, что между параметрами данных групп как правило отсутствует корреляционная связь. Тогда условие отказа можно выразить неравенством.

$$g = r - q < 0, \quad (1)$$

где g – резерв прочности; r – несущая способность, отвечающая предельному состоянию; q – наибольшее значение нагрузочного эффекта, выраженное через внешнюю нагрузку.

Для оценки вероятности отказа трубопровода используется метод статистических испытаний [2]. Производится большое число статистических испытаний, при которых генерируются случайные реализации исходных величин. Выполняется детерминированный расчет значений q и r . На основе полученных выборок определяются численные показатели надежности трубопровода.

Числовые характеристики параметра прочности. В качестве параметра прочности r принимается предельное значение внешнего давления P_{cr} , которое определяется по формуле Саутвелла-Папковича [3]

$$P_{cr} = 0.83 \cdot \frac{E \cdot 10^{-5}}{1 - \mu^2} \cdot \left(\frac{100(\delta - c)}{R} \right)^{3/2} \cdot \frac{100(\delta - c)}{L}. \quad (2)$$

В табл. 1 приведены параметры основной расчетной формулы. В качестве стохастических величин приняты геометрические характеристики оболочки трубопровода. Отклонения данных величин от номинальных значений регламентируются техническими условиями на выпуск данной продукции.

Таблица 1

Обозначение	Размерность	Наименование	Тип расчетного параметра
E	МПа	Модуль упругости	Детерминированная величина
μ	-	Коэффициент Пуассона	Детерминированная величина
δ	м	Номинальная толщина стенки	Случайная величина
c	м	Прибавка на коррозию	Случайная величина
D	м	Внешний диаметр оболочки	Случайная величина
$R = (D - \delta)/2$	м	Средний радиус оболочки	Случайная величина
L	м	Длина рассматриваемого сектора	Детерминированная величина

Расчет предельного давления по формуле (2) производится с учетом разброса случайных расчетных параметров. Распределение случайных величин принимается по закону Гаусса. Для генерации выборки по закону распределения Гаусса требуются следующие параметры случайной величины: коэффициент вариации, среднеквадратическое отклонение (стандарт) и математическое ожидание. Математическое ожидание принимается равным номинальным значениям геометрических характеристик, к которым стремятся все значения выборки. По сути, номинальные значения геометрических характеристик являются центрами рассеивания случайной величины

$$m_{\delta} = \delta; \quad m_D = D; \quad m_c = c. \quad (3)$$

Коэффициенты вариации для толщины стенки (v_{δ}) и внешнего диаметра (v_D) трубы определяются исходя из допустимых значений отклонений этих параметров, указанных в технических условиях, по формулам

$$v_{\delta} = \frac{(1 + \Delta_{\delta}) - 1}{1.64} = \frac{\Delta_{\delta}}{1.64}; \quad v_D = \frac{(1 + \Delta_D) - 1}{1.64} = \frac{\Delta_D}{1.64}, \quad (4)$$

где Δ_{δ} – допустимое отклонение для толщины стенки, в долях единицы; Δ_D – допустимое отклонение для внешнего диаметра, в долях единицы.

В работе [4] собран большой объем опытных данных об изменчивости различных свойств материалов и конструкций. Для толщины проката приводится значение коэффициента вариации $v_{\delta} = 0.06$. В связи с чем для практических расчетов ограничим минимальное значение коэффициента вариации для толщины стенки v_{δ} , определяемого по (4), величиной 0.06. Коэффициент вариации для глубины коррозии (v_c) ориентировочно можно принять согласно РД 153-112-017-97 п.3.3.2 в зависимости от степени неравномерности коррозии (табл. 2).

При малой неравномерности коррозии	$v_c \leq 0.2$
При значительной неравномерности коррозии	$v_c = 0.3 - 0.5$
При сильной неравномерности коррозии	$v_c > 0.5$

Для нормальных условий эксплуатации рекомендуется принимать коэффициент вариации для глубины коррозии равным $v_c = 0.2$, что соответствует малой неравномерности коррозии.

Среднеквадратическое отклонение случайных величин определяется в соответствии с равенствами

$$\sigma_\delta = m_\delta \cdot v_\delta; \quad \sigma_D = m_D \cdot v_D; \quad \sigma_c = m_c \cdot v_c. \quad (5)$$

С помощью инструментов ПК MathCAD производится генерация выборок необходимого размера для случайных величин на основании принятого закона распределения. После этого на основании полученных выборок выполняется расчет предельного внешнего давления по (2) и формируется вектор предельных значений внешнего давления \vec{P}_{cr}

$$\vec{P}_{cr} = 0.83 \cdot \frac{E \cdot 10^{-5}}{1 - \mu^2} \cdot \left(\frac{100(\vec{\delta} - \vec{c})}{\vec{R}} \right)^{3/2} \cdot \frac{100(\vec{\delta} - \vec{c})}{L}. \quad (6)$$

Из полученной выборки предельных значений с помощью инструментов ПК MathCAD вычисляется математическое ожидание $m_{P_{cr}}$ и дисперсия $D_{P_{cr}}$ данной выборки.

Математическое ожидание предельного значения внешнего давления для оболочки трубопровода находится как среднее арифметическое, т. к. при большом числе опытов среднее арифметическое приближается (т.е. сходится по вероятности) к математическому ожиданию

$$m_{P_{cr}} = \text{mean}(\vec{P}_{cr}); \quad D_{P_{cr}} = \text{var}(\vec{P}_{cr}). \quad (7)$$

(Справка MathCAD: команда $\text{mean}(A)$ возвращает среднее значение элементов массива A ; команда $\text{var}(A)$ возвращает дисперсию элементов массива A).

Среднеквадратическое отклонение $\sigma_{P_{cr}}$ и коэффициент вариации $v_{P_{cr}}$ предельного значения внешнего давления определяются по формулам

$$\sigma_{P_{cr}} = \sqrt{D_{P_{cr}}}; \quad D_{P_{cr}} = \text{var}(\vec{P}_{cr}). \quad (8)$$

Числовые характеристики параметра нагрузки. Коэффициент вариации v_p для нагрузки вычисляется через нормативный коэффициент надёжности по нагрузке γ_f по формуле

$$v_p = \frac{\gamma_f - 1}{1.64} = \frac{1.1 - 1}{1.64} = 0.06.$$

Здесь коэффициент надёжности по нагрузке принимается равным $\gamma_f = 1.1$ в соответствии с СП 33.13330.2012 п.6.3 Таблица 1 для внутреннего давления газообразной транспортируемой среды (т.к. коэффициент для внешнего давления отсутствует, то для учета разброса значений нагрузки принят коэффициент для внутреннего давления).

Математическое ожидание m_p через расчетное значение действующего давления P и среднеквадратическое отклонение σ_p для нагрузки определяются соответственно выражениям:

$$m_p = \frac{P}{1 - 1.64 \cdot v_p}; \quad \sigma_p = m_p \cdot v_p. \quad (9)$$

Количественные показатели надежности. Характеристика безопасности β вычисляется из предположения, что прочность и нагрузка не коррелированы, и представляет собой число стандартов резерва прочности, укладываемых в резерв прочности

$$\beta = \frac{m_g}{\sigma_g} = \frac{r - q}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_q^2}} = \frac{m_{Pcr} - m_p}{\sqrt{\sigma_{Pcr}^2 + \sigma_p^2}} \quad (10)$$

Вероятность отказа Q вычисляется с помощью функции Лапласа из предположения, что полный резерв прочности подчиняется нормальному закону распределения

$$Q = \frac{1}{2} - \Phi(\beta); \quad \Phi(\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\beta} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx. \quad (11)$$

Безотказное функционирование и отказ конструкции трубопровода представляют собой два несовместных, независимых события, образующих полную группу. Тогда вероятность безотказного функционирования или надёжность H можно определить через вероятность отказа Q равенством

$$H = 1 - Q. \quad (12)$$

Логарифмический показатель надежности ρ и коэффициент надежности k трубопровода определяются соответствующими выражениями

$$\rho = \lg(1 - H); \quad k = \frac{m_{Pcr}}{m_p}. \quad (13)$$

3. Описание объекта и результаты расчета. Объектом исследования является участок технологической системы продуктового отделения Чишминского сахарного завода. Рассматриваемый участок состоит из шести вакуум-аппаратов периодического действия, которые соединены вакуумным паропроводом с ловушкой утфеля. В процессе уварки утфеля в вакуум-аппаратах периодического действия 17 А 02-1, 17 А 02-2, 17 А 02-3, 18 А 02-1, 18 А 02-2, 18 А 02-3 образуется утфельный пар. Пар подается на ловушку утфеля 19 F 06 с помощью трубопроводов утфельного пара, объединенных в общий коллектор. В системе поддерживается постоянное разрежение (внешнее избыточное давление) 0.8 – 0.9 бар при помощи вакуумных водокольцевых насосов. Благодаря этому транспортируемый пар имеет температуру порядка 60 °С.

Основные расчетные параметры трубопровода представлены в табл. 3, расчетная схема – на рис. 2.

Таблица 3

№ уч-ка	DN	E	μ	δ	c	D	L	P
	мм	МПа	-	мм	мм	мм	мм	МПа
01	800	206000	0.3	8	1.7	820	4500	0.08
02	800	206000	0.3	8	1.7	820	3500	0.08
03	800	206000	0.3	8	1.7	820	2150	0.08
04	800	206000	0.3	8	1.7	820	3000	0.08
05	700	206000	0.3	8	1.7	720	3000	0.08
06	600	206000	0.3	7	1.7	630	3000	0.08
07	500	206000	0.3	7	1.7	530	3000	0.08
08	500	206000	0.3	7	1.7	530	2300	0.08

Данному показателю безопасности соответствует логарифмический показатель надежности равный $\rho = 6.5$ бел.

Распределение характеристики безопасности по расчетным участкам трубопровода представлено на рис. 3. Значения характеристики безопасности для всех участков трубопровода не выходят за границы рекомендуемого интервала. Надежность и безопасность всего трубопровода определяются наименее надежным его участком. В данном случае это участок № 1.

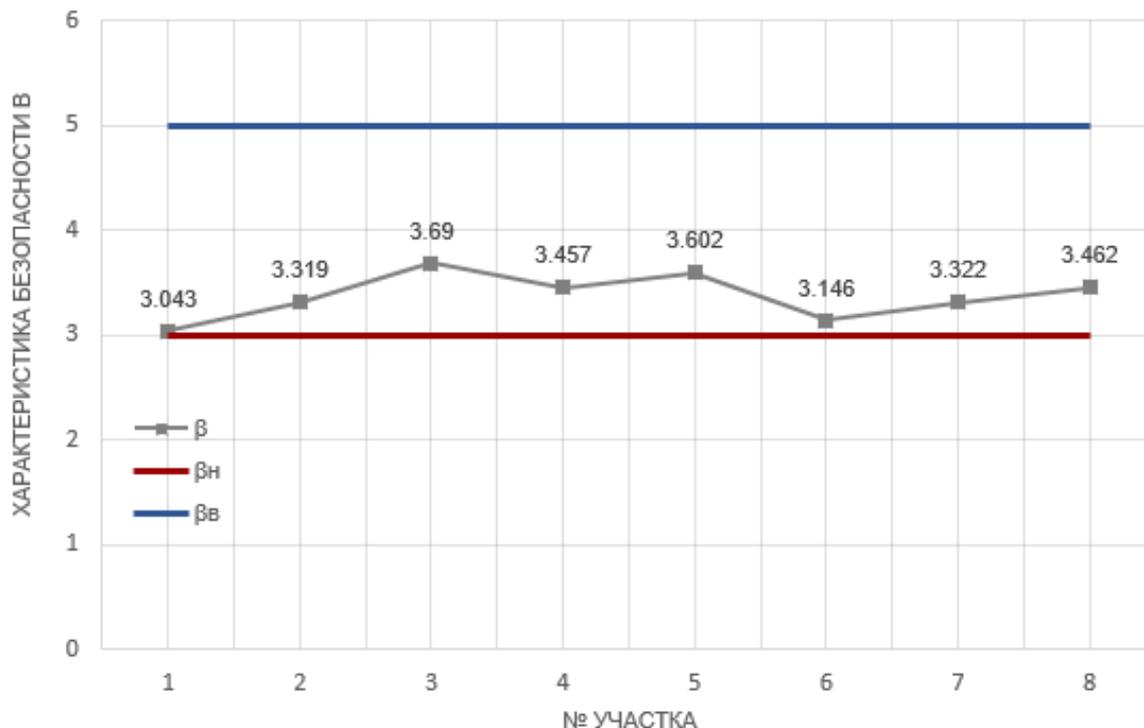


Рис. 3. Распределение характеристики безопасности β по участкам трубопровода

Количественные показатели надежности трубопровода приведены в табл. 5.

Таблица 5

Параметр	Обозначение	Значение
Характеристика безопасности	β	3.043
Логарифмический показатель надежности	ρ	2.932
Вероятность отказа	Q	1.2E-003

4. Анализ зависимости показателей надежности от степени неравномерности глубины коррозии. Анализ влияния степени неравномерности глубины коррозии на показатели надежности вакуумного паропровода проведем на примере участка №5 рассмотренной схемы. Внешний диаметр трубопровода на данном участке 720 мм, толщина стенки – 8 мм, расчетная длина участка – 3000 мм.

Степень неравномерности глубины коррозии определяется коэффициентом вариации v_c и варьируется в интервале от 0.1 до 0.6. Результаты расчета показателей надежности представлены в табл. 6 и на рис. 4.

v_c	Неравномерность коррозии	β	Q	H	ρ
-		-	-	-	бел
0.1	Малая	4.137	1.8E-005	10E-001	4.754
0.2	Малая	3.602	1.6E-004	10E-001	3.801
0.3	Значительная	2.961	1.5E-003	10E-001	2.814
0.4	Значительная	2.556	5.3E-003	9.9E-001	2.276
0.5	Значительная	2.215	1.3E-002	9.9E-001	1.874
0.6	Сильная	1.947	2.6E-002	9.7E-001	1.589

Из результатов анализа видно, что достаточная надёжность рассматриваемого участка ($\beta \geq 3$) обеспечивается только при малой неравномерности глубины коррозии $v_c \leq 0.2$. При значительной неравномерности в интервале $v_c = 0.3 - 0.5$ характеристика безопасности β опускается ниже 3, и требуемая надёжность уже не обеспечивается. При сильной неравномерности $v_c = 0.6$ вероятность разрушения рассматриваемого участка вакуумного паропровода достигает 2.6%.



Рис. 4. Зависимость характеристики безопасности β от коэффициента вариации глубины коррозии v_c

Наблюдается значительное снижение показателей надёжности при увеличении коэффициента вариации неравномерности глубины коррозии, что свидетельствует о сильном влиянии данного параметра на надёжность трубопровода. В связи с чем можно рекомендовать:

- для более точной оценки надёжности эксплуатируемых вакуумных трубопроводов в ходе их диагностики определять фактическое значение коэффициента вариации для неравномерности глубины коррозии согласно РД 153-112-017-97;

- для оценки надёжности вновь проектируемых вакуумных линий использовать накопленные в ходе диагностики опытные данные для коэффициента вариации неравномерности коррозии. При отсутствии опытных данных для предварительной оценки принимать коэффициент вариации $v_c = 0.2$, что соответствует малой неравномерности коррозии.

Выводы. Предложена методика вероятностной оценки надежности трубопроводов, работающих под действием избыточного внешнего давления (вакуумных) с учетом разброса геометрических характеристик конструкции. В качестве критерия отказа принята потеря устойчивости оболочки трубопровода. Описанная методика реализована в виде вычислительной программы в ПК MathCad и апробирована на примере участка вакуумного паропровода продуктового отделения сахарного завода. Получены численные результаты оценки надежности. На примере одного из участков расчетной схемы вакуумного паропровода проведено исследование зависимости надежности от неравномерности глубины коррозии. Даны рекомендации для практических расчетов показателей надежности, существующих и вновь проектируемых вакуумных линий трубопроводов.

Библиографический список

1. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
2. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании: монография. М.: АСВ, 1998. 304 с.
3. Соломенко Н.С., Румянцев Ю.Н. Строительная механика подводных лодок. Л.: ВВМИОЛУ им. Ф. Э. Дзержинского, 1962. 399 с.
4. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций. М.: АСВ, 2008. 184 с.
5. Вентцель Е.С. Теория вероятностей: учебник для вузов. 5-е изд. М.: Высш. шк., 1998. 576 с.
6. Надежность усиленного накладной плитой плитного пролетного строения автодорожного моста / В.С. Сафронов, А.В. Черников, А.В. Антипов, Н.В. Сафронов, А.С. Суханов // Строительная механика и конструкции. 2017. № 2 (15). С. 85-94.
7. СП 33.13330.2012. Расчёт на прочность стальных трубопроводов. Актуализированная редакция СНиП 2.04.12-86. М.: Минрегион России, 2011. 24 с.
8. РД 153-112-017-97 Инструкция по диагностике и оценке остаточного ресурса вертикальных стальных резервуаров. Уфа: Издательство УГНТУ, 1997. 74 с.
9. ГОСТ 32388-2013. Трубопроводы технологические. Нормы и методы расчета на прочность, вибрацию и сейсмические воздействия. М.: Стандартинформ, 2014. 109 с.
10. BS EN 13480-3 -2012. Metallic industrial piping Part 3: Design and calculation. – BSI Standards Limited, 2012 – 409 p.

References

1. Rzhantsyn A.R. The theory of calculating building structures for reliability. Moscow: Stroyizdat, 1978. 239 p.
2. Raizer V.D. Reliability theory in construction design: monograph. Moscow: ASV, 1998. 304 p.
3. Solomenko N.S., Rumyantsev Yu.N. Submarine construction mechanics. L.: VVMIOLU named after F.E. Dzerzhinsky, 1962. 399 p.
4. Lychev A.S. Reliability of building structures. Moscow: ASV, 2008. 184 p.
5. Wentzel E.S. Probability theory: a textbook for universities. 5th ed. M.: High School., 1998. 576 p.
6. Safronov V.S., Chernikov A.V., Antipov A.V., Safronov V.N., Sukhanov A.S. Reliability of a highway bridge reinforced with a slab slab. Building Mechanics and Structures. No. 2(15). 2017. Pp. 85-94.
7. List of Rules 33.13330.2012. Calculation of the strength of steel pipelines. Updated edition of SNiP 2.04.12-86. Moscow: Ministry of Regional Development of Russia, 2011. 24 p.

8. Working Documents 153-112-017-97 Instructions for diagnostics and assessment of the residual life of vertical steel tanks. Ufa: USPTU Publishing House, 1997. 74 p.
9. Federal Standard 32388-2013. Technological pipelines. Norms and methods of calculation for strength, vibration and seismic effects. Moscow: Standartinform, 2014. 109 p.
10. BS EN 13480-3 -2012. Metallic industrial piping Part 3: Design and calculation. BSI Standards Limited, 2012. 409 p.

PROBABILITY ASSESSMENT OF VACUUM PIPELINE RELIABILITY

A. V. Chernikov¹, V. S. Safronov²

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

¹Graduate Student of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(920)246-70-77,
e-mail: chernikov-andrei@yandex.ru

²Dr. of Technical Sciences, Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7 (473) 271-52-30, e-mail:
vss22@mail.ru

The technique of probabilistic assessment of the reliability of pipelines operating under the influence of excessive external pressure (vacuum), taking into account the scatter of their geometric characteristics, is described. The results of numerical studies of the reliability of the section of the vacuum steam line of the product department of the sugar plant are presented. The dependence of the reliability indicators on the degree of corrosion irregularity is studied.

Keywords: vacuum pipeline, stability, probabilistic reliability assessment.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.21:533.6; 699.83

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СОСТАВНОЙ КОНСТРУКЦИИ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ НА СДВИГ МЕЖДУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТОЙ И СТАЛЬНОЙ БАЛКОЙ

А. В. Козлов¹, В. А. Козлов²

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

¹ Доцент кафедры проектирования автомобильных дорог и мостов, тел.: +7(473)271-52-02,
e-mail: kozlov.a.v@inbox.ru

² Д-р физ.-мат. наук, зав. кафедрой строительной механики, тел.: +7(473)276-40-06,
e-mail: vakozlov@vgasu.vrn.ru

В предлагаемой работе приводятся результаты экспериментальных исследований по изучению влияния учета линейной сдвиговой жесткости соединительного шва на напряженно-деформированное состояние составной конструкции, объединяющей железобетонную плиту и несущую стальную балку. Испытания проведены на масштабной модели однопролетной сталежелезобетонной балки конструкций мостовых сооружений, в которых объединение железобетонной плиты и стальной балки выполнено с помощью гибких стержневых упоров. Полученные экспериментальные данные распределения нормальных напряжений, прогибов, сдвига между рассматриваемыми составными элементами хорошо согласуются с численными расчетами, выполненными в сертифицированном ПК ЛИРА-САПР с учетом податливости сдвигового соединения между стальными и железобетонными конструктивными элементами.

Ключевые слова: сталежелезобетонные составные конструкции, пролеты мостовых сооружений, жесткость на сдвиг в соединительном шве.

Введение. В опубликованных ранее статьях [1 - 4] представлена методика расчета однопролетных и неразрезных многопролетных балок автодорожных мостов, в которой с целью получения результатов, отвечающих работе реальных конструкций пролетных строений мостов, учитывается сдвиговая жесткость соединительного шва между стальными и железобетонными конструктивными элементами. Это позволяет получить уточненные значения напряжений и деформаций в сечениях конструкций, повысить точность расчета мостовых сооружений.

В данной работе представлены результаты экспериментальных исследований по изучению влияния учета линейной сдвиговой жесткости соединительного шва на напряженно-деформированное состояние составной конструкции, объединяющей железобетонную плиту и несущую стальную балку. Объединение плиты и несущей балки выполнено с помощью стержневых упоров, которые привариваются к верхнему поясу балки. В отечественном мостостроении этот тип соединения имеет наибольшее распространение. На масштабной модели балки неразрушающим методом проведены испытания на изгиб с определением нормальных напряжений в верхнем и нижнем поясах двутавровой стальной балки, прогиба составной конструкции в середине пролета, а также относительного сдвига

© Козлов А. В., Козлов В. А., 2021

железобетонной плиты и стальной балки. Полученные экспериментальные значения хорошо согласуются с численными расчетами, выполненными в ПК ЛИРА-САПР с учетом уточненного подхода [1 - 4].

Краткий обзор экспериментальных исследований зарубежных авторов. В рассматриваемой области проводятся экспериментальные исследования и зарубежными авторами. В частности, в работах корейских авторов [9–12] с помощью испытаний образцов исследуется работа конструкции объединения бетонной плиты и несущей стальной балки в виде соединителей *perfobond strip* (PBL), состоящих из перфорированной стальной пластины со стальной арматурой, проходящей через отверстия, и встроенной в бетон для передачи сдвигового действия между бетонными и стальными компонентами. Хотя в литературе можно найти много исследований поведения соединителей PBL, механизм переноса нагрузки PBL все еще нуждается в дальнейшем уточнении, поскольку среди существующих уравнений для прогнозирования сдвиговой способности соединителей имеются заметные расхождения. Отмечается, что образцы перфобондовых ребристых соединителей сдвига с поперечной арматурой в их отверстиях показывают увеличение сдвиговой способности как при статической, так и циклической нагрузке. В [10, 11] рассмотрена работа составной конструкции из профилированной стальной обшивки, ребер *perfobond*, арматуры и бетона. Для моделирования предварительно напряженного железобетонного двутаврового моста были разработаны два типа опалубочных профиля с соединениями плита-балка. Результаты испытаний показали, что ребра *perfobond* могут быть эффективно использованы в сдвиговых соединениях сталежелезобетонной плиты и стальной балки. В работе [12] представлены результаты испытаний на отрыв перфорированных ребристых соединителей со стержнями, внедренными в бетонную плиту, при статических нагрузках. Получено, что на эффективность работы перфорированных соединителей в первую очередь оказывают влияние поперечные подкрепления и стержни, а несущая плита с опалубочной перфорированной ребристой пластиной увеличивает жесткость и прочность конструкции в целом.

В работах [13, 14] приведены результаты экспериментальных испытаний на сдвиг соединения частично заполненной стальной решетчатой конструкции соединения составной плиты с железобетоном в верхней части и перевернутой Т-образной стальной балки в нижней. По результатам испытаний в соединительном шве оценивалось влияние сопротивления на сдвиг от трения между стальной балкой и бетоном при различном количестве упоров и диаметре арматурных стержней. Получена аналитическая зависимость прочности на сдвиг, результаты вычислений по которой совпадают с экспериментальными данными в пределах до 10%.

В работе [15] отмечается, что в сталебетонных композитных мостах при действии сдвигающих усилий особое внимание должно быть уделено проектированию деталей соединения бетона и стали. Рассматривается работа группового стержневого соединения на сдвиг для сборных пролётных строений. На основании результатов испытаний были получены конструктивные рекомендации по соединению, работающему на срез, в пролётном строении моста.

В работе [16] исследовалось влияние расположения ориентации перфорированной пластины *perfobond gib shear* соединительной конструкции на прочность и сдвиг при проведении серии испытаний с предельными нагрузками. Рассмотрены три вида ориентации ребра *perfobond* в бетоне: нормальная, обратная и боковая. Результаты испытаний показывают, что несущая способность на сдвиг ребра *perfobond* при нормальной ориентации является наибольшей, при обратной – средней, а при боковой – наименьшей. Также проанализирована причина влияния ориентации ребра *perfobond* на прочность сдвига.

В [17] на основе анализа работы конструкции сопряжения сталежелезобетонного висячего моста исследованы поведение соединительных шпилек под действием сдвиговой

нагрузки и влияние контактного трения в узле сопряжения. Полученные результаты показывают, что наличие трения снижает напряжения в соединительных шпильках, но не влияет на работоспособность коробчатой балки и шпилек под нагрузкой.

Целью работы [18] польских учёных из Технического университета Кошице является совершенствование конструкции перфорированных стальных соединителей Wolfhardt Andra, которые по сравнению с другими конструкциями имеют низкую высоту и меньшую материалоемкость по стали. Разработанные в лаборатории факультета гражданского строительства пять типов перфорированных стальных полос испытаны, их работа смоделирована на численной модели, выполненной в конечно-элементном программном комплексе ABAQUS.

В работе [19] представлено экспериментальное исследование соединителей PBL, подробно обсуждается поведение соединителей, включая режимы разрушения, пластичность и компоненты конечной сдвиговой жёсткости. Кроме того, предложены аналитическая модель и уравнение для прогнозирования предельного сопротивления соединителей PBL при сдвиговом разрушении упора, проведена проверка аналитических результатов на соответствие экспериментальным данным из подходящих литературных источников.

Схема испытаний масштабной модели, экспериментальное оборудование. Схема испытания согласно принятой методике принята в виде опирающейся по концам на шарниры однопролётной балки, к которой в среднем сечении прикладывается сосредоточенная сила, возрастающая ступенчато до величины теоретической несущей способности балки. Работоспособность экспериментального оборудования, прикрепленных к модели измеряющих датчиков, принимающего и обрабатывающего программного обеспечения проверялась пробным нагружением модели силой, в четыре раза меньшей величины предельной нагрузки, с последующем её снижением до нуля. При проведении эксперимента нагрузка увеличивалась постепенно, с добавлением на каждом шаге 10% от теоретического значения несущей способности балки. Деформации сдвига в объединительном шве между железобетонной плитой и верхним поясом стальной балки измерялись с помощью индикаторов перемещений. Величины растягивающих и сжимающих нормальных напряжений в верхнем и нижнем поясах несущей балки получены с помощью тензорезисторных датчиков. Прогиб конструкции фиксировался в середине пролета по нижнему поясу стальной балки с помощью прогибомера.

Экспериментальные исследования проведены в лицензированной лаборатории «Центр коллективного пользования имени профессора Ю.М. Борисова» Воронежского государственного технического университета, оснащённом высокотехнологичным научно-исследовательским оборудованием. Как и в предыдущих экспериментальных работах [5 - 7], натурные испытания проводились на гидравлическом стенде INSTRON 600 KN (рис. 2). На рис. 1 – 4 показаны фото измерительного и контрольного оборудования.



Рис. 1. Отображение промежуточных показаний на мониторе испытательного стенда



Рис. 2. Гидравлическая станция INSTRON 600 kN с установленной моделью

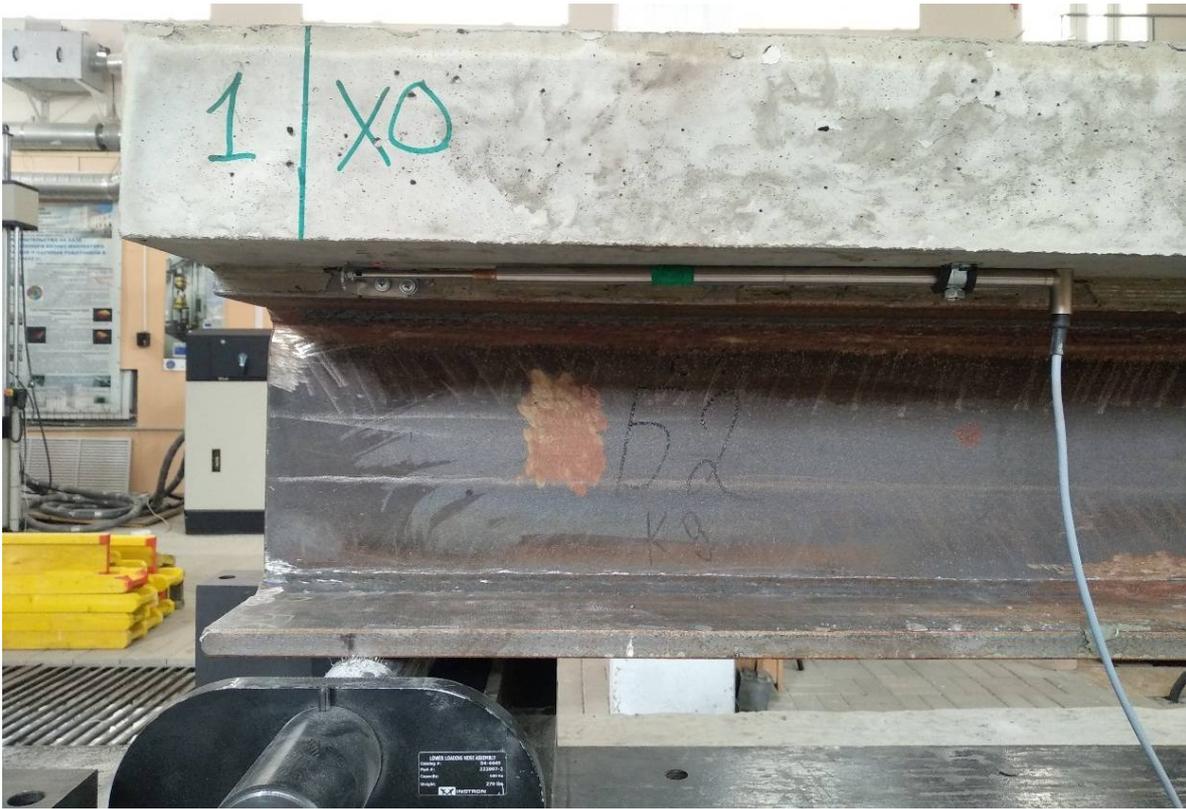


Рис. 3. Индикатор перемещений, определяющий смещение плиты относительно балки



Рис. 4. Тензорезисторные датчики в середине балки

Размеры модели сталежелезобетонной балки, схема расположения датчиков представлены на рис. 5, 6.

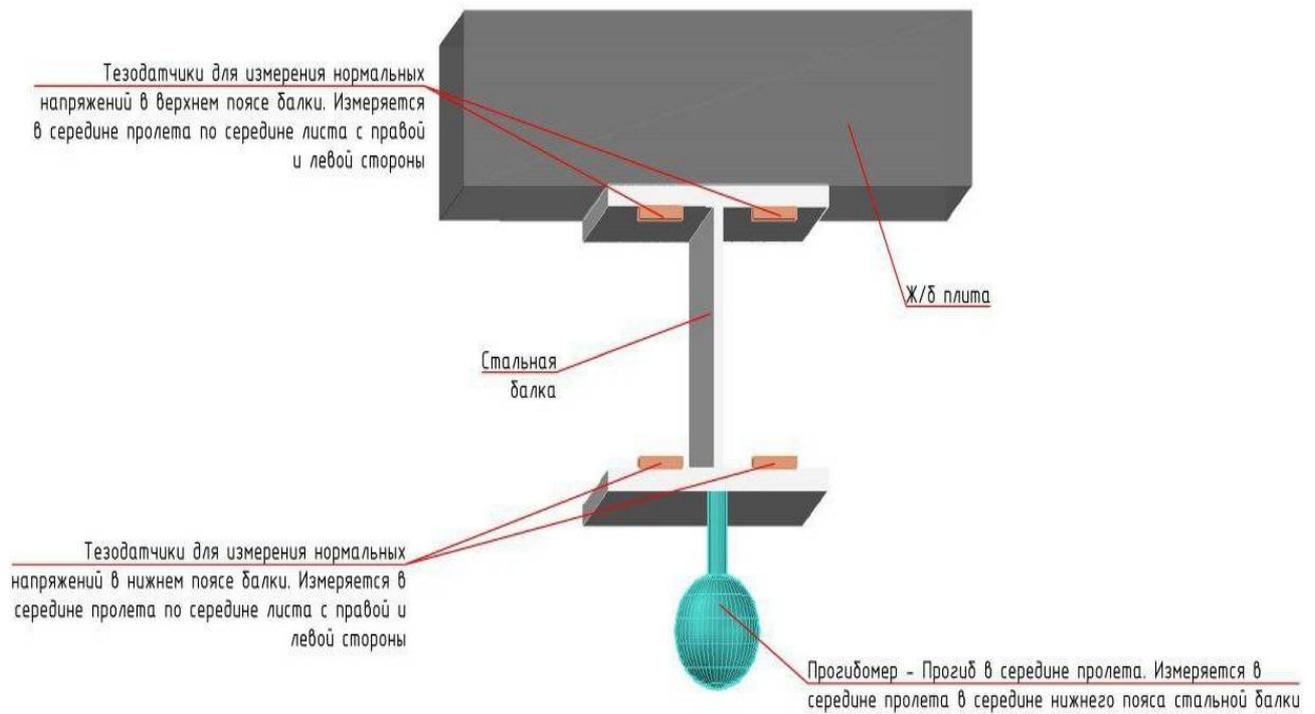


Рис. 5. Схема расположения тензометрических датчиков в среднем сечении балки

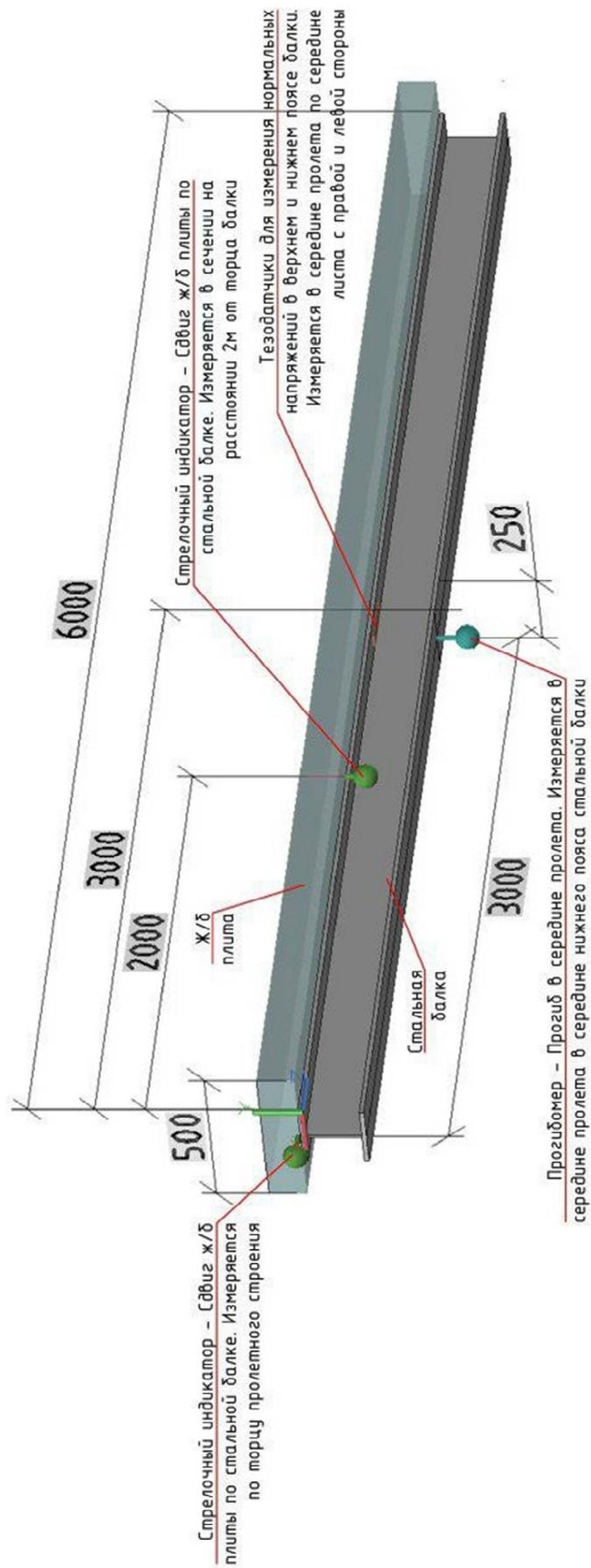


Рис. 6. Геометрические размеры модели, схема расположения стрелочных индикаторов

Сравнение полученных экспериментальных и численных результатов.

Сравнительный анализ полученных экспериментальных результатов с аналитическими в соответствии с зависимостями [1, 3] и численными согласно расчетной схеме [8], реализованной с помощью конечно-элементной модели в программном комплексе ЛИРА-САПР, представлен в виде графических зависимостей на рис. 7 – 9.

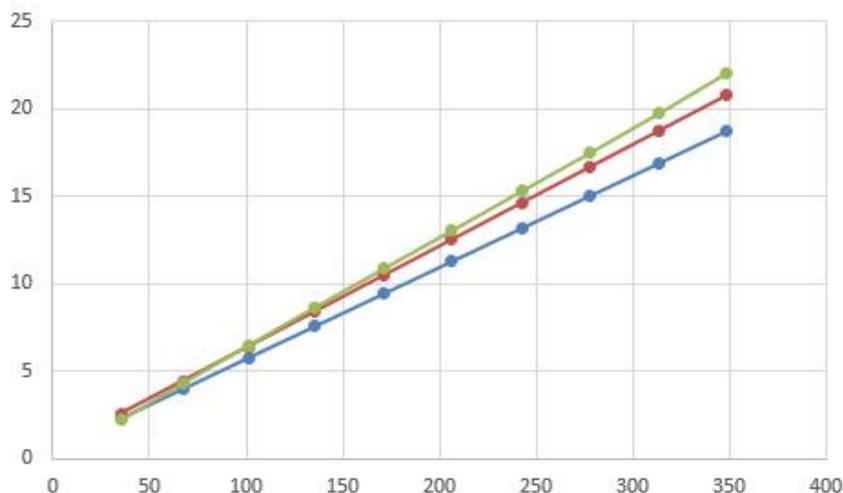


Рис. 7. Зависимость прогиба балки от нагрузки в середине пролета

На рис. 7 представлена линейная зависимость величины прогиба ΔZ балки (ось ординат, мм) от нагрузки (ось абсцисс, кН) в середине пролёта балки. Зеленая (верхняя) прямая – экспериментальные данные, красная (средняя) – численный расчёт с учётом проскальзывания плиты по балке, синяя (нижняя) – численный расчёт без учёта сдвига (классический). Из анализа графических зависимостей следует, что расчёт с учётом сдвига даёт более близкие к экспериментальным данным результаты по сравнению с классическим.

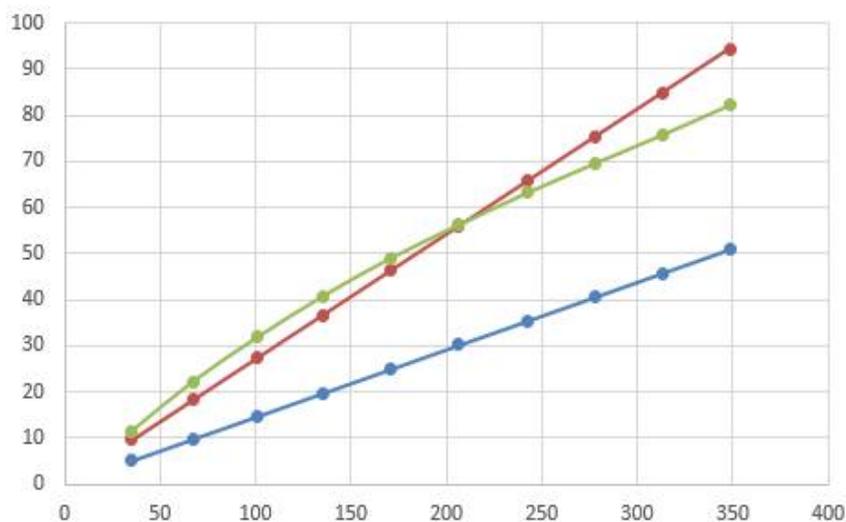


Рис. 8. Зависимость нормальных напряжений от нагрузки в верхнем поясе балки

На рис. 8 показаны графики изменения величины нормальных напряжений σ_s в верхнем поясе балки (ось ординат, МПа) в зависимости от нагрузки (ось абсцисс, кН) в середине пролёта балки. Зеленая кривая линия (верхняя) – экспериментальные данные, красная прямая (средняя) – численный расчёт с учётом смещения железобетонной плиты относительно стальной балки, синяя (нижняя) – численный расчёт классическим подходом.

Из анализа представленных графических зависимостей следует, что с учетом сдвига на стыке между железобетонной плитой и стальной балкой сжимающие напряжения в верхнем поясе балки увеличиваются в абсолютном значении и весьма существенно. В нижнем поясе также происходит увеличение растягивающих напряжений, но весьма незначительно, при этом графики имеют линейную зависимость аналогично представленным на рис. 7.

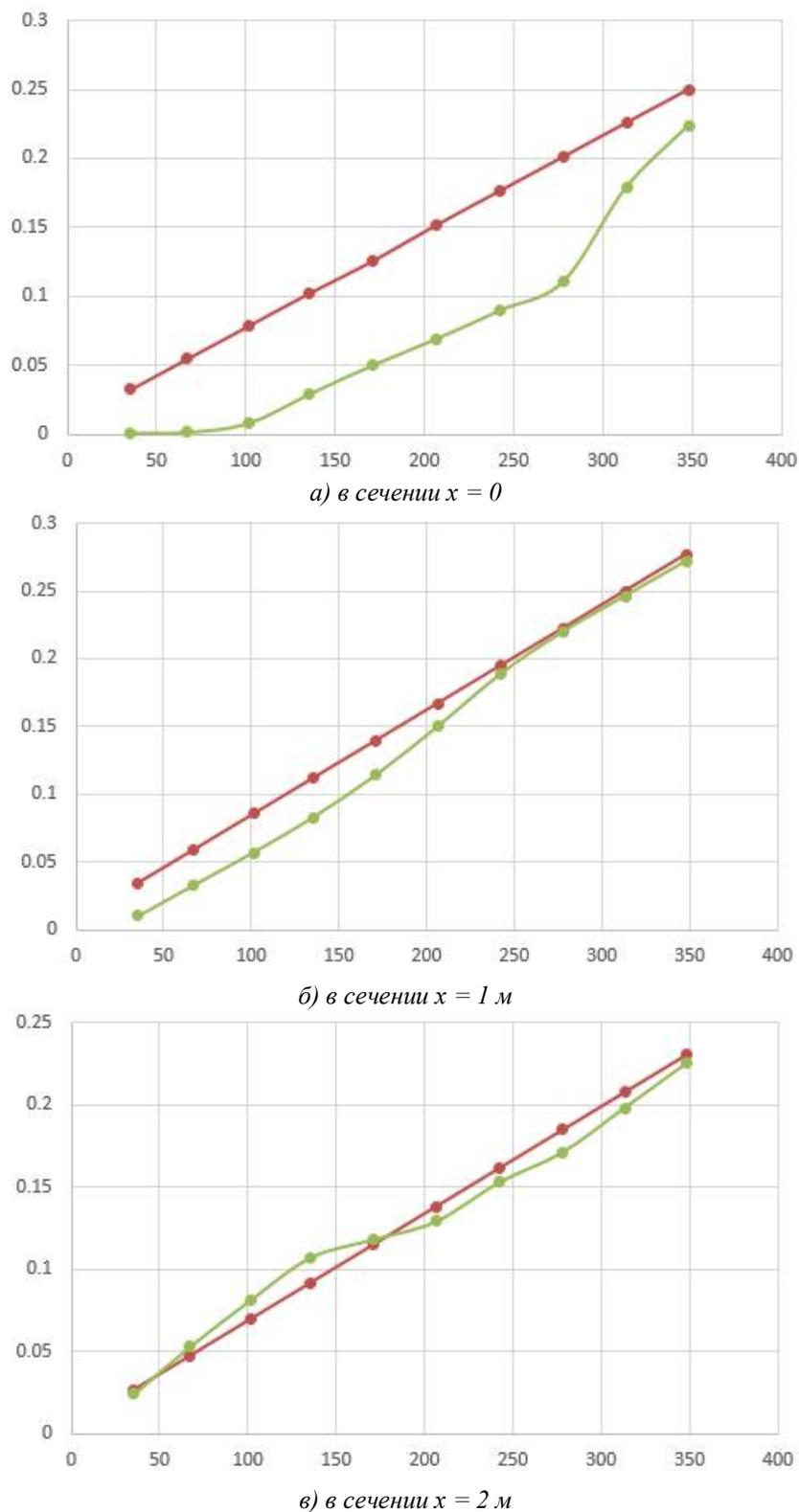


Рис. 9. Зависимость сдвига плиты по балке от нагрузки

На рис. 9 показаны графические зависимости величины сдвига δ_x плиты по стальной балке (ось ординат, мм) от нагрузки (ось абсцисс, кН) в различных сечениях по оси балки от её опорного края. Красная прямая – аналитический расчёт, зеленая ломаная – экспериментальные данные. В опорном сечении $x = 0$ с возрастанием прикладываемой нагрузки экспериментальные данные по сдвигу несколько ниже теоретических, но при приближении к предельной нагрузке разница значительно уменьшается. В сечении $x = 1$ м отличие экспериментальных данных от теоретическими значений не столь велико даже на начальных шагах загрузки, а при приближении к предельной нагрузке разница практически нулевая. В сечении $x = 2$ м экспериментальная ломаная имеет точки перелома, наличие которых обусловлено близостью рассматриваемого сечения к месту приложения внешней нагрузки, вызывающей концентраторы напряжений.

Необходимо отметить, что величина δ_x сдвига плиты по балке, вычисленная по аналитическим функциональным зависимостям [1, 3] между смещением δ_x и сдвиговой жёсткостью ζ , достаточно близка к значениям δ_x , полученным МКЭ-расчётом и при проведении экспериментальных исследований. В непосредственной близости от опорного сечения происходит снижение сдвигающих сил. Поэтому, несмотря на аналогичные значения поперечной силы в соответствующих сечениях, аналитическая величина сдвига в приопорной зоне оказывается выше значений, полученных МКЭ-расчётом и экспериментально. На конечном участке балки экспериментальные значения сдвига меньше теоретических на 30-40% (рис. 9 а)), что объясняется наличием между плитой и балкой трения, накапливаемого от центра к местам опор, влияние которого очень сложно достоверно учесть аналитическим расчетом.

Сравнительный анализ численных расчетов при абсолютно жёстком стыке и при конечной жесткости. Для рассмотренной масштабной модели в таблице представлены результаты численных расчетов по конечно-элементной модели, реализованной в ПК ЛИРА-САПР, при абсолютно жёстком соединении (сдвиговая жёсткость $\zeta = \infty$) и при конечном значении сдвиговой жёсткости для основных параметров НДС: ΔZ – прогиб сталежелезобетонной балки в середине пролёта; σ_σ – нормальное напряжение в крайней фибре верхнего пояса; σ_n – нормальное напряжение в крайней фибре нижнего пояса; N – продольное усилие в стальной балке; M – изгибающий момент в стальной балке.

Результаты расчета масштабной модели МКЭ

Жёсткость на сдвиг	ΔZ мм	σ_σ МПа	σ_n МПа	N кН	M кН·м
$\zeta = \infty$	18,82	-63,3	277,4	1399	221,7
$\zeta = 1674$	20,86	-117,3	294,3	1155,1	267,8
Изменение при учете ζ	2,04	-54	16,9	-243,9	46,1

Балка нагружается в середине пролёта сосредоточенной силой 350 кН, при этом дополнительно учитывается собственный вес балки 14,88 кН. Конечная величина сдвиговой жёсткости принята равной $\zeta = 1674$ МН/м². Использование в рассматриваемой модели конструкции стыка с высокой погонной сдвиговой жесткостью обусловлено тем, что в коротких балках, работающих на изгиб, напряжения сдвига в стыке получаются ближе к своей несущей способности, чем нормальные напряжения в остальных частях составной балки. Поэтому для получения фиксируемых результатов (с приближением к достижению

теоретической несущей способности в линейной постановке и прогибами на уровне нескольких десятков миллиметров) требуется устроить такой стык, чтобы его несущая способность не была превышена и в нем не возникло пластических деформаций, исключающих возможность сравнения полученных результатов с аналитическими.

Сравнительный анализ численных значений таблицы показывает, что с учетом конечной жёсткости соединительного шва на сдвиг основные показатели НДС меняются довольно значительно по сравнению с классическим подходом расчета без учёта сдвига железобетонной плиты по стальной балке:

- прогиб увеличивается на 10,8%;
- сжимающие напряжения в верхнем поясе изменяются очень значительно, увеличиваются в абсолютном значении на 85,3%;
- в нижнем поясе растягивающее напряжение увеличивается на 6,1%;
- продольное усилие в стальной балке уменьшается на 17,4%;
- изгибающий момент увеличивается на 20,8%.

Выводы. При проведении натурных испытаний масштабной модели сталежелезобетонной конструкции пролётной мостовой балки распределение экспериментальных значений сдвиговых деформаций и нормальных напряжений в поясах балки хорошо совпадают с расчетными данными, учитывающими сдвиговую жёсткость стыка, и имеют по ряду величин отличия от вычисленных классическим подходом без учета сдвиговой жёсткости. При проведении численных экспериментов получено, что при наличии сдвига в соединительном шве между стальной балкой и железобетонной плитой происходит значительное перераспределение напряжений между балкой и плитой. Экспериментально подтверждено значительное увеличение нормальных напряжений в верхнем поясе балки при учете сдвига: экспериментальное значение почти в 2 раза превысило расчетное по стандартной методике СП 159.1325800.2014 «Сталежелезобетонные пролетные строения автодорожных мостов. Правила расчета». Следовательно, при реконструкции и проектировании сталежелезобетонных пролетных строений мостов необходимо учитывать сдвиговую жёсткость соединительного шва между железобетонной плитой и стальной балкой. Практическое внедрение результатов работы позволит уточнить расчёт сталежелезобетонных пролётных строений мостов, повысив уровень надёжности мостовых сооружений.

Библиографический список

1. Еремин В.Г., Козлов А.В. Аналитическая зависимость смещения от сдвиговой жесткости шва между железобетонной плитой и стальной балкой в пролетных строениях мостов // Научный журнал строительства и архитектуры. 2019. № 3(55). С. 94-103.
2. Еремин В.Г., Козлов А.В. Аналитические зависимости, учитывающие сдвиг между железобетонными и стальными конструктивными элементами мостов в неразрезных многопролетных балках // Научный журнал строительства и архитектуры. 2019. № 4 (56). С.109-120.
3. Yeremin V.G., Kozlov A.V. Analytical dependence of the shift from the shear stiffness of the seam between the concrete slab and steel beam in bridge spans // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2019. Issue № 4 (44). Pp. 70-81.
4. Yeremin V.G., Kozlov A.V. Analytical expressions, taking into account the shift between the concrete and steel structural elements of bridges in continuous multi-span beams // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2020. Issue № 1 (45). Pp. 98-110.

5. Козлов А.В., Козлов В.А. Механическое взаимодействие железобетонной плиты и стальной балки в пролетах мостовых сооружений // Актуальные проблемы прикладной математики, информатики и механики: сб. тр. Междунар. науч. конф. Воронеж: Изд-во «Научно-исследовательские публикации», 2020. С. 1377-1385.
<http://www.amm.vsu.ru/conf/index.php?page=Doklads>
6. Экспериментальные исследования сдвиговой жёсткости стыка сталежелезобетонной конструкции с гибкими штыревыми упорами / А.В. Козлов, В.А. Козлов, А.М. Хорохордин, П.П. Чураков // Строительная механика и конструкции. 2020. № 1 (24). С. 54-62.
7. Kozlov V.A., Kozlov A.V. Mechanical interaction of a reinforced concrete slab and a steel beam in bridge spans // Applied Mathematics, Computational Science and Mechanics: Current Problems / IOP Conf. Series: Journal of Physics: Conf. Series 1479 (2020) 012140 (doi:10.1088/1742-6596/1479/1/012140) . 10 p. <https://iopscience.iop.org/issue/1742-6596/1479/1>.
8. Козлов А.В. Расчет сталежелезобетонных мостов с учетом сдвига плиты по верхнему поясу балки // Строительная механика и конструкции. 2018. №4 (19). С. 64-71.
9. Ahn J.H., Kim S.H., Jeong Y.J. Shear behaviour of perfobond rib shear connector under static and cyclic loadings. Magazine of Concrete Research. 2008.Vol. 60. Issue 5. P. 347-357.
10. Steel-concrete composite deck for PSC girder bridges // H.Y. Kim, Y.J. Jeong, J.H. Kim, S.K. Park // KSCE Journal of Civil Engineering. 2005. Vol. 9. P. 385-390.
11. Kim H.Y., Jeong Y.J. Experimental investigation on behaviour of steel-concrete composite bridge decks with perfobond ribs // Journal of Constructional Steel Research. 2006. Vol. 62, Issue 5. Pp. 463-471.
12. Kim H.Y, Jeong Y.J. Ultimate strength of a steel–concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting. Engineering Structures. 2010. Vol. 32. Issue 2. Pp. 534-546.
13. Evaluation of Shear Strength of Partially Filled Composite Deck with Inverted T-Shaped Steel // J.H. Choi, S.H. Kim, S.R. Park, S.Y. Lee // Journal of the Korean society of civil engineers. 2007. Vol. 27. Issue 6A. Pp. 821-828.
14. Kim S.H., Choi J.H. Experimental study on shear connection in unfilled composite steel grid bridge deck. Journal of Constructional Steel Research. 2010. Vol. 66. Issue 11. Pp. 1339-1344.
15. Shim C.S., Lee P.G., Kim D.W. Effects of group arrangement on the ultimate strength of stud shear connection // International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete 2011. Ascelibrary.org.
16. Su Q., Zhao C., Liu Y., Zeng M. Effect of Orientation on the Shear Strength of Perfobond Shear Connectors // IABSE Symposium Bangkok. 2009. Vol. 96. 9 p.
17. You J.T. Analysis on steel-concrete interface of hybrid self-anchored suspension bridge // Applied Mechanics and Materials. 2012. Vol. 193-194. Pp. 1329-1333.
18. Experimental and Software Analysis of Composite Action in Steel-Concrete Composite Bridges with Continuous Shear Connectors / V. Kvočák, V. Kožlejšová, D. Dubecký, R. Kanishchev, P. Vaňová // NORDIC STEEL 2019: The 14th Nordic Steel Construction Conference, 2019. Copenhagen, Denmark, 2019.
19. Experimental study on perfobond strip connector in steel-concrete joints of hybrid bridges / S. He, Z. Fang, Y. Fang, M. Liu, L. Liu, A.S. Mosallam // Journal of structural steel research. 2016. Vol. 118. Pp. 169-179.

References

1. Eremin V.G., Kozlov A.V. Analytical dependence of the displacement on the shear stiffness of the seam between a reinforced concrete slab and a steel beam in bridge spans. *Scientific journal of construction and architecture*. No. 3(55). 2019. Pp. 94-103.
2. Eremin V.G., Kozlov A.V. Analytical dependencies taking into account the shift between reinforced concrete and steel structural elements of bridges in continuous multi-span beams. *Scientific journal of construction and architecture*. No. 4(56). 2019. Pp.109-120.
3. Yeremin V.G., Kozlov A.V. Analytical dependence of the shift from the shear stiffness of the seam between the concrete slab and steel beam in bridge spans. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. No. 4(44). 2019. Pp. 70-81.
4. Yeremin V.G., Kozlov A.V. Analytical expressions, taking into account the shift between the concrete and steel structural elements of bridges in continuous multi-span beams. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. No. 1(45). 2020. Pp. 98-110.
5. Kozlov A.V., Kozlov V.A. Mechanical interaction of a reinforced concrete slab and a steel beam in the spans of bridge structures. *Actual problems of applied mathematics, informatics and mechanics : collection of articles. tr. Int. scientific. conf. Voronezh: Publishing house "Research publications", 2020. Pp. 1377-1385.*
<http://www.amm.vsu.ru/conf/index.php?page=Doklads>
6. Kozlov A.V., Kozlov V.A., Horokhordin A.M., Churakov P.P. Experimental studies of the shear stiffness of the joint of a steel-reinforced concrete structure with flexible pin stops. *Scientific and technical journal "Construction Mechanics and Structures"*. No. 1(24). 2020. Pp. 54-62.
7. Kozlov V.A., Kozlov A.V. Mechanical interaction of a reinforced concrete slab and a steel beam in bridge spans. *Applied Mathematics, Computational Science and Mechanics: Current Problems. IOP Conf. Series: Journal of Physics: Conf. Series 1479 (2020) 012140* (doi: 10.1088 / 1742-6596 / 1479/1/012140). 10 p. <https://iopscience.iop.org/issue/1742-6596/1479/1>.
8. Kozlov A.V. Calculation of steel-reinforced concrete bridges taking into account the shift of the slab along the upper chord of the beam. *Structural Mechanics and Constructions*. No. 4(19). 2018. Pp. 64-71.
9. Ahn J.H., Kim S.H., Jeong Y.J. Shear behavior of perfobond rib shear connector under static and cyclic loadings. *Magazine of Concrete Research*. Vol. 60. Issue 5. 2008. Pp. 347-357.
10. Kim H.Y., Jeong Y.J., Kim J.H., S.K. Park. Steel-concrete composite deck for PSC girder bridges. *KSCE Journal of Civil Engineering*. Vol. 9. 2005. Pp. 385-390.
11. Kim H.Y., Jeong Y.J. Experimental investigation on behavior of steel-concrete composite bridge decks with perfobond ribs. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 62. Issue 5. 2006. Pp. 463-471.
12. Kim H.Y, Jeong Y.J. Ultimate strength of a steel – concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting. *Engineering Structures*. Vol. 32. Issue 2. 2010. Pp. 534-546.
13. Choi J.H., Kim S.H., Park S.R., Lee S.Y. Evaluation of Shear Strength of Partially Filled Composite Deck with Inverted T-Shaped Steel. *Journal of the Korean society of civil engineers*. Vol. 27. Issue 6A. 2007. Pp. 821-828.
14. Kim S.H., Choi J.H. Experimental study on shear connection in unfilled composite steel grid bridge deck. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 66. Issue 11. 2010. Pp. 1339-1344.
15. Shim C.S., Lee P.G., Kim D.W. Effects of group arrangement on the ultimate strength of stud shear connection. *International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete 2011*. Ascelibrary.org.

16. Su Q., Zhao C., Liu Y., Zeng M. Effect of Orientation on the Shear Strength of Perfobond Shear Connectors. IABSE Symposium Bangkok. 2009. Vol. 96. 9 p.
17. You J.T. Analysis on steel-concrete interface of hybrid self-anchored suspension bridge. Applied Mechanics and Materials. Vol. 193-194. 2012. Pp. 1329-1333.
18. Kvočák V., Kožlejová V., Dubecký D., Kanishchev R., Vaňová P. Experimental and Software Analysis of Composite Action in Steel-Concrete Composite Bridges with Continuous Shear Connectors. NORDIC STEEL 2019: The 14th Nordic Steel Construction Conference, Copenhagen, Denmark. 2019.
19. He S., Fang Z., Fang Y., Liu M., Liu L., Mosallam A.S. Experimental study on perfobond strip connector in steel-concrete joints of hybrid bridges. Journal of structural steel research. Vol. 118. 2016. Pp. 169-179.

DEFLECTED MODE OF COMPOSITE STRUCTURE TAKING INTO ACCOUNT SUPPLY ON SHIFT BETWEEN REINFORCED CONCRETE PLATE AND STEEL BEAM

A. V. Kozlov¹, V. A. Kozlov²

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

¹ Associate Professor of the Department of Design of Roads and Bridges, Tel.: +7(473)271-52-02,
e-mail: kozlov.a.v@inbox.ru

² Dr. of Physical and Mathematical Sciences, Head of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)276-40-06,
e-mail: vakozlov@vgasu.vrn.ru

The proposed work presents the results of experimental studies to study the effect of taking into account the linear shear stiffness of a connecting seam on the stress-strain state of a composite structure that combines a reinforced concrete slab and a supporting steel beam. The tests were carried out on a scale model of a single-span steel-reinforced concrete beam of bridge structures, in which the union of a reinforced concrete slab and a steel beam is performed using flexible rod stops. The obtained experimental data on the distribution of normal stresses, deflections, shear between the considered constituent elements are in good agreement with numerical calculations performed in the certified SP LIRA-SAPR taking into account the compliance of the shear joint between steel and reinforced concrete structural elements.

Keywords: steel-reinforced concrete composite structures, spans of bridge structures, shear stiffness in the joint.

ВЛИЯНИЕ УЧЕТА ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ НА УСИЛИЯ В НЕРАЗРЕЗНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОМ ПРОЛЕТНОМ СТРОЕНИИ

А. Я. Сухарева

Воронежский государственный технический университет
Россия, г. Воронеж

Ассистент кафедры строительной механики, тел.: +7(910)342-18-35, e-mail: arinasukhareva95@gmail.com

Постановка задачи. Сравнить результаты расчетов железобетонного неразрезного пролетного строения, выполненного в линейной постановке и по нелинейной деформационной модели (с учетом физической нелинейности).

Результаты. Составлена пространственная конечно-элементная расчетная схема пролетного строения. Описаны методики расчета усилий для двух вариантов расчета, получены величины изгибающих моментов в конструкции, построены графики изменения жесткостных характеристик сечения в зависимости от внешних моментов, произведен расчет предельных допускаемых усилий.

Выводы. Несущая способность железобетонного пролетного строения, полученная при решении в нелинейной постановке на 6% выше несущей способности, рассчитанной согласно СП 35.13330-2011[4]. Величина усилий, полученных при выполнении расчета в линейной постановке, превышает на 6% усилия в середине пролета и на 9% - над опорой, произведенные при нелинейном деформационном расчете. Данные результаты показывают возможность повышения расчетной грузоподъемности пролетного строения и пропуска сверхпроектных нагрузок.

Ключевые слова: неразрезное пролетное строение, конструктивная нелинейность, физическая нелинейность, метод конечных элементов.

Введение. В настоящее время в России эксплуатируются десятки железобетонных предварительно напряженных пролетных строений, возведенных методом навесной уравновешенной сборки, преимущественно коробчатого сечения. Как правило, такие сооружения возводятся через крупные реки с пролетами, длиной 40-150 м [5,6]. Ввиду влияния различных внешних факторов, климатических условий, а также увеличения в течение срока эксплуатации временных вертикальных нагрузок, по сравнению с проектными, и необходимости пропуска сверхнормативных нагрузок возникает потребность оценки и вскрытия резервов несущей способности пролетного строения [7]. Настоящая статья является частью исследования, направленного на изучение напряженно-деформированного состояния железобетонного сечения и анализ работы конструкции на разных стадиях эксплуатации. Темой данной статьи является сравнение результатов расчета по первой группе предельных состояний, полученных при помощи двух методик.

Описание методик расчета. В настоящей статье расчет неразрезного железобетонного пролетного строения выполнен в двух вариантах:

1. Расчет неразрезной балки в линейной постановке.
2. Расчет с учетом физической нелинейности.

Расчет в линейной постановке. Расчетная схема представляет собой неразрезную многопролетную балку, к которой одновременно приложены все постоянные и временные нагрузки. Несущая способность определяется согласно СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»[4]. Жесткостные характеристики постоянны.

Расчет с учетом физической нелинейности. В статьях [1,2] изложена методика нелинейного деформационного расчета нормальных сечений железобетонных балок с

предварительно напряженной арматурой. Расчет выполняется для двух наиболее нагруженных сечений над опорой и в середине пролета с учетом физической нелинейности железобетонного сечения. Расчетная модель принята согласно СП 52-102-2004 [3], с учетом следующих положений:

- распределение напряжений и деформаций в сечении происходит по линейному закону (гипотеза плоских сечений);
- сопротивление бетона растянутой зоны допускается не учитывать;
- расчет ведется с использованием трехлинейных диаграмм состояния (связи напряжений и деформаций) бетона и высокопрочной арматуры (рис. 1).

Расчет состоит из двух групп расчетных процедур:

- деформационный нелинейный расчет геометрических характеристик сечения;
- расчет пролетного строения с помощью МКЭ с шаговым приложением нагрузки.

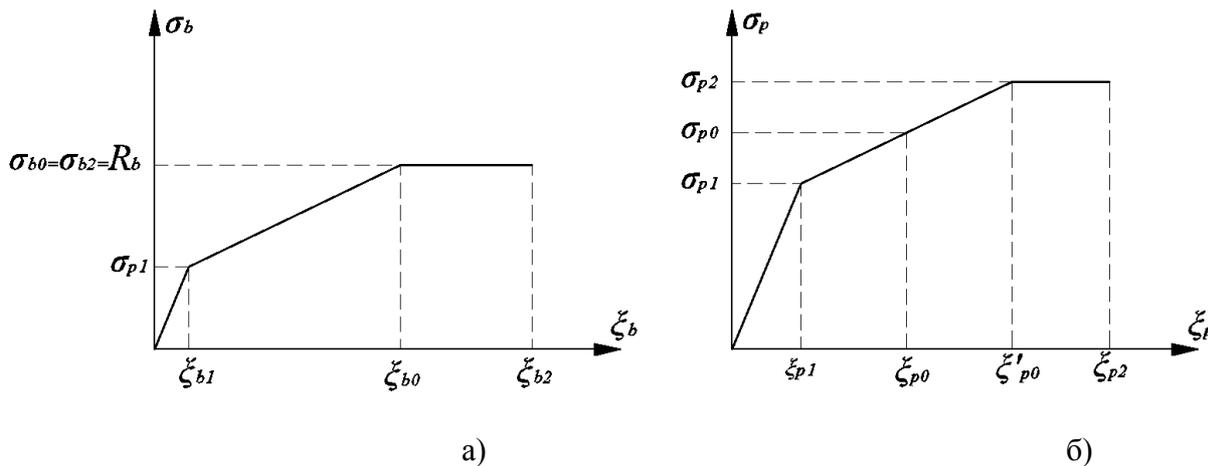


Рис. 1. Диаграммы состояния: а - сжатого бетона, б - растянутой арматуры: $\sigma_{b1}=0,6R_b$, $\sigma_{b0}=R_b$, $\xi_{b1}=\sigma_{b1}/E_b$, $\xi_{b0}=-0,002$, $\xi_{b2}=-0,0035$, $\sigma_{p1}=0,9R_p$, $\sigma_{p0}=R_p$, $\sigma_{p2}=1,1 R_p$, $\xi_{p1}=\sigma_{p1}/E_p$, $\xi_{p0}=R_p/E_p+0,002$, $\xi'_{p0}=1,1 R_p / E_p+0,004$, $\xi_{p2}=0,0015$

На рис. 2 приведены схемы распределения нормальных напряжений и относительных деформаций в бетоне сжатой (σ_b, ξ_b) и растянутой (σ_{bt}, ξ_{bt}) зон и предварительно напряженной арматуре (σ_p, ξ_p).

Вычисление приведенных геометрических характеристик сечения (площадь A_{red} , статический момент S_{red} и момент инерции J_{red}) происходит на каждом шаге приложения нагрузки в зависимости от величины внешнего момента и отражает нелинейное деформирование железобетонного сечения с предварительно напряженной арматурой.

Геометрические характеристики балок с предварительно напряженным армированием описываются следующими выражениями [2]:

$$A_{red}=\Sigma[(\sigma_b/\varepsilon_b E_b) dA] + (\sigma_p/\varepsilon_p E_p) nA_p, \quad (1)$$

$$S_{red}=\Sigma[(\sigma_b/\varepsilon_b E_b) z dA] - (\sigma_p/\varepsilon_p E_p) (h_0 - x) nA_p, \quad (2)$$

$$I_{red}=\Sigma[(\sigma_b/\varepsilon_b E_b) (z-t)^2 dA] + [(\sigma_p/\varepsilon_p E_p) (h_0 - x + t)^2] nA_p, \quad (3)$$

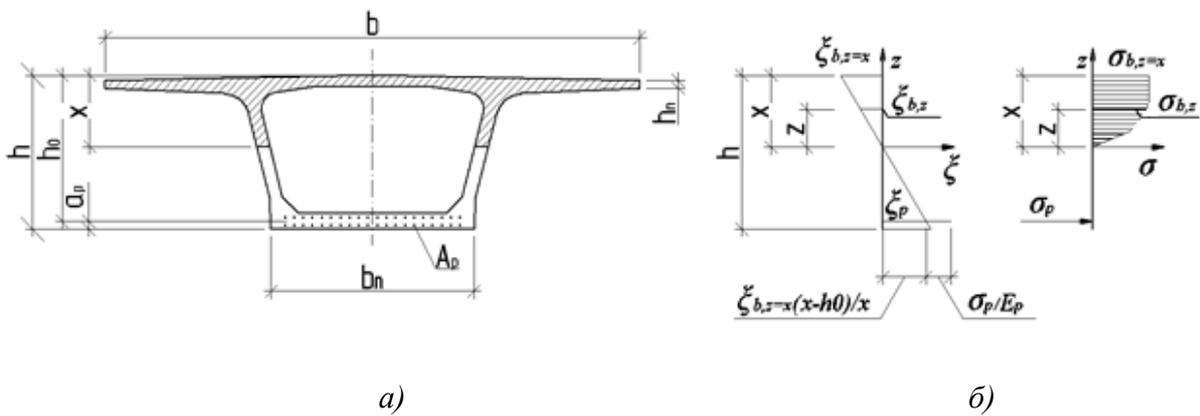


Рис. 2. Схемы к деформационному расчету по прочности изгибаемых балок с предварительно напряженной арматурой: а – поперечное сечение балки с предварительно напряженной арматурой; б – эпюры распределения деформаций и напряжений по высоте сечений балок с предварительно напряженной арматурой

В уравнениях 1-3 E_b , E_p , модули упругости бетона и высокопрочной арматуры

соответственно, dA - площадь элементарного фрагмента бетонного сечения, A_p – площадь сечения высокопрочной арматуры; x , z – размеры на рис.3; $h_0 = h - a_p$ – расчетная высота сечения при предварительно напряженном армировании, $n = E_p / E_b$ – отношение модуля упругости арматуры и бетона; t – расстояние от нейтральной оси до центра тяжести сечения.

$$t = S_{red} / A_{red}. \quad (4)$$

В уравнениях (1)–(3) знак интеграла (\int) значит суммирование долей геометрических характеристик в пределах частей сечения: верхней, нижней полки и стенки; знак «суммы» (Σ) значит суммирование в пределах высоты x сжатой зоны.

Пример расчета. В настоящей статье приводятся результаты расчета по первой группе предельных состояний неразрезного пролетного строения коробчатого сечения по схеме 64+6×84+64 (рис. 4), из бетона В40, армированного высокопрочной арматурой класса В1400, рассчитанного на нагрузки А11 и НК-80. В статье представлены результаты расчетов на нагрузку класса АК, ввиду больших значений полученных усилий. На рис. 5 представлены сечения пролетного строения, в табл. 1-2 даны параметры сечения и значения приведенных геометрических характеристик для работы в упругой стадии, а также величины предельных изгибающих моментов. Схема приложения нагрузки класса АК, коэффициенты надежности, динамический коэффициент, значения характеристик материалов приняты согласно СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» [4].

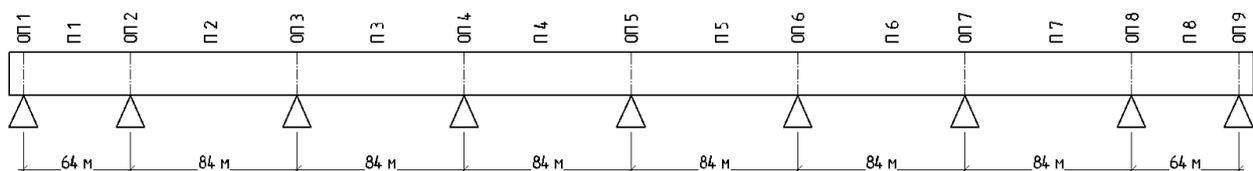


Рис. 3. Расчетная схема пролетного строения: «ОП»-опора, «П»-пролет

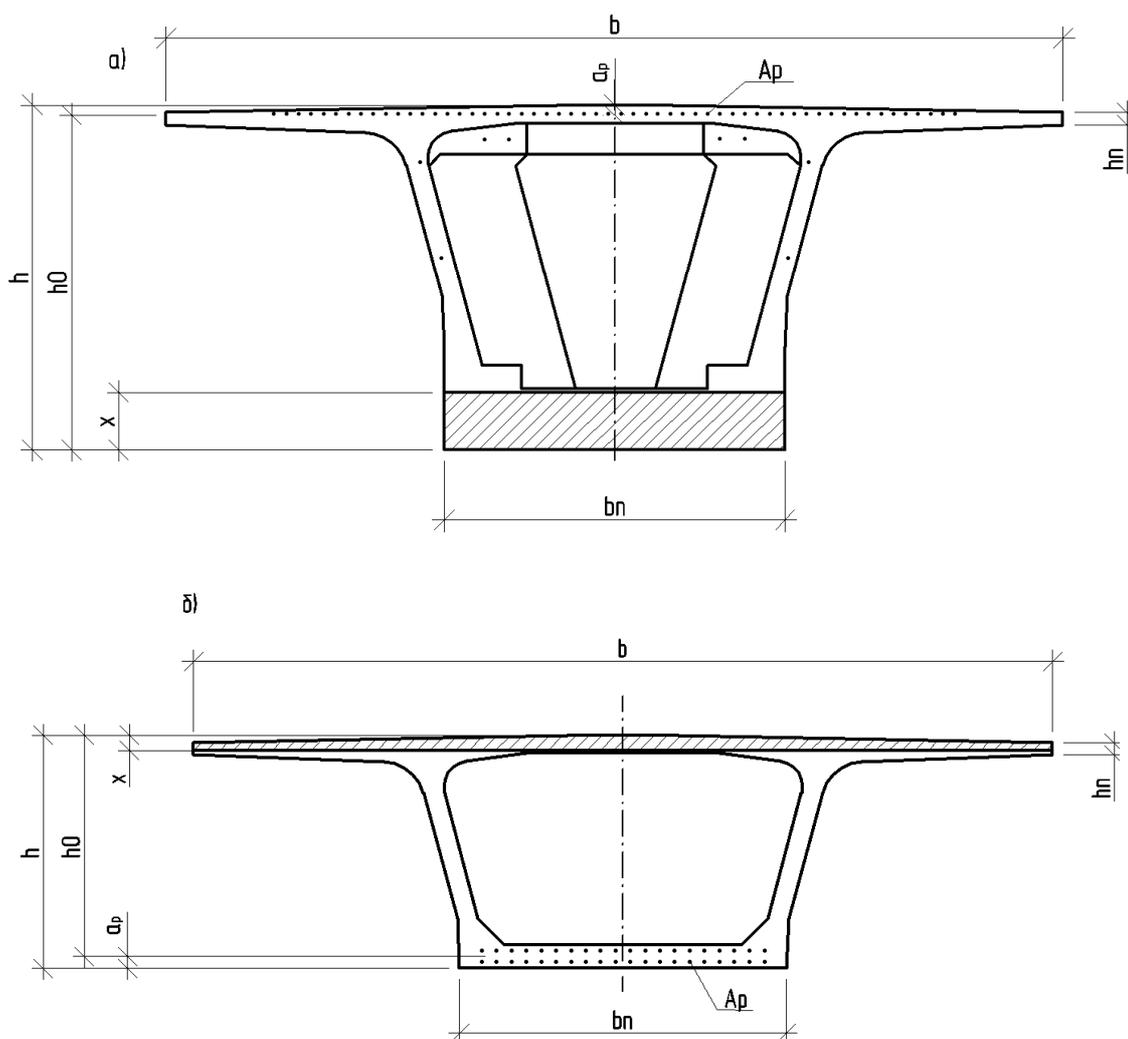


Рис. 4. Поперечное сечение пролетного строения: а - над опорой, б - в пролете

Таблица 1

Параметры сечения

	Над опорой	В пролете
h , см	450	316
h_0 , см	438	300
b , см	1158	1158
b_n , см	440	440
R_p , МПа	1055	1055
R_b , МПа	20	20
E_b , МПа	36000	36000
E_p , МПа	177000	177000
a_p , см	12	16

Таблица 2

Геометрические характеристики сечения для расчета в линейной постановке

	Над опорой	В пролете
$A_p, \text{см}^2$	620	471
$A_b, \text{см}^2$	8,2	6,1
$x, \text{см}$	74	21,4
$J_b, \text{см}^4$	25,9	9,2

Таблица 3

Параметры диаграммы состояния для бетона

Класс бетона	$E_b, \text{Мпа}$	ζ_{b1}	ζ_{b0}	ζ_{b2}	$\sigma_{b1}, \text{Мпа}$	$R_b, \text{Мпа}$
В40	36000	-0,00033	-0,002	-0,0035	-12,0	-20,0

Таблица 4

Параметры диаграммы состояния для арматуры

Класс арматуры	$E_p, \text{Мпа}$	ζ_{p1}	ζ_{p0}	ζ_{b2}	$0,9R_p$	$R_p, \text{Мпа}$	$l, lR_p, \text{Мпа}$
В1400	177000	-0,005364	-0,007960	-0,015	949,5	1055	1160,5

а)

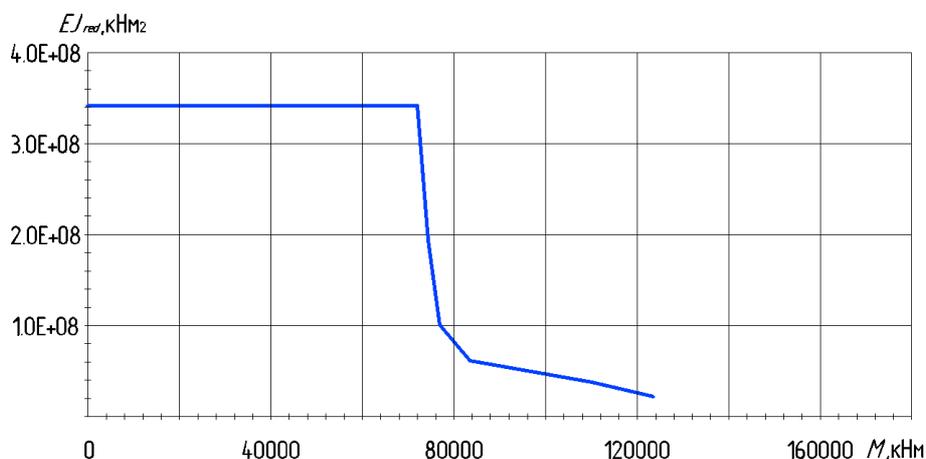
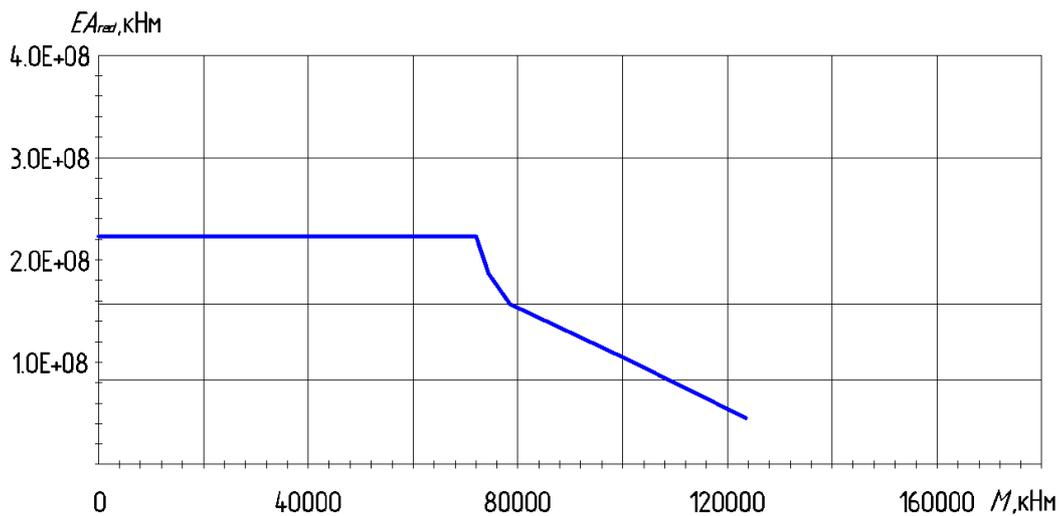
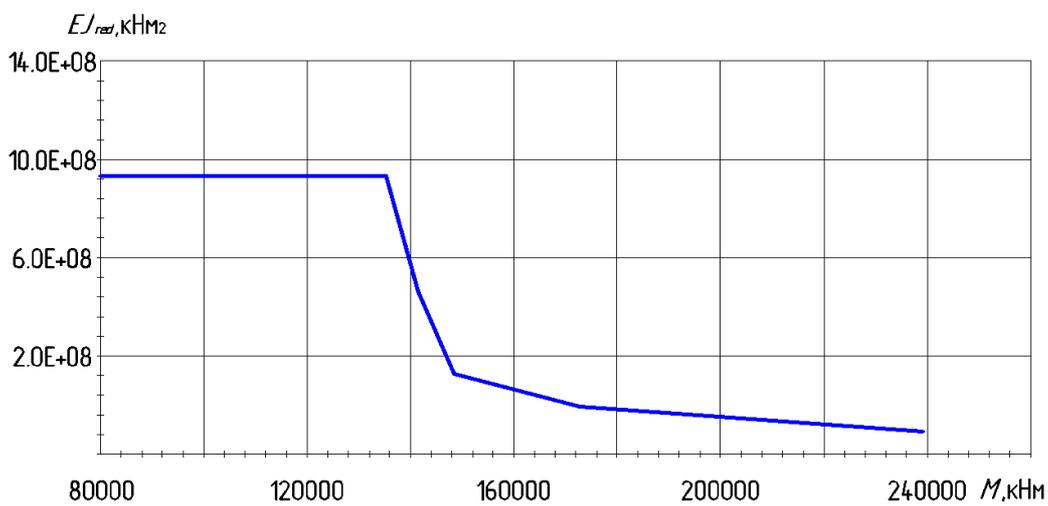


Рис. 5. Диаграммы зависимости жесткостных характеристик от изгибающего момента: а), б) – сечение в середине пролета; в), г) – сечение над опорой

б)



в)



г)

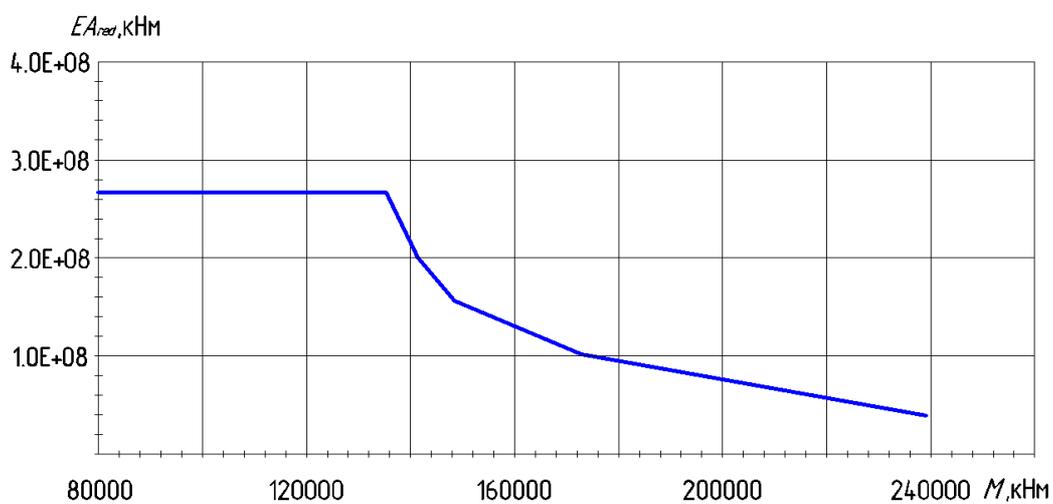


Рис. 5. Диаграммы зависимости жесткостных характеристик от изгибающего момента: а, б – сечение в середине пролета; в, г – сечение над опорой (продолжение)

Результаты расчета. Максимальные изгибающие моменты от расчетной нагрузки, полученные по двум методикам расчета, представлены в табл. 5.

Таблица 5

Максимальные изгибающие моменты

	M_{max} , кНм над опорой	M_{max} , кНм в пролете
Расчет на стадии эксплуатации	-223970	95891
Расчет по нелинейной деформационной модели	-209972	92460

Предельные изгибающие моменты представлены в табл. 6

Таблица 6

Предельные изгибающие моменты

	$M_{пред}$, кНм над опорой	$M_{пред}$, кНм в пролете
Расчет на стадии эксплуатации	210198	115846
Расчет по нелинейной деформационной модели	239100	123481

Таблица 7

Класс нагрузок по расчету на грузоподъемность

	AK
Расчет в линейной постановке	A11
Расчет по нелинейной деформационной модели	A15

Вывод. Несущая способность железобетонного пролетного строения, полученная при использовании нелинейной деформационной модели, на 6% выше несущей способности, рассчитанной согласно СП 35.13330-2011[4]. Величина усилий, произведенных при выполнении расчета в линейной постановке превышает на 6% усилия в середине пролета и на 9% над опорой, рассчитанные с учетом физической нелинейности. Полученные результаты показывают возможность повышения расчетной грузоподъемности [7] и пропуска сверхпроектных нагрузок.

Библиографический список

1. Шапиро Д.М., Тютин А.П. Деформационный нелинейный расчёт изгибаемых железобетонных балок в составе плитно-ребристых систем // Бетон и железобетон. 2011. №6. С. 19 – 23.
2. Шапиро Д.М., Тютин А.П. Нелинейный деформационный пространственный расчёт железобетонных пролётных строений автодорожных мостов // Строительная механика и конструкции. 2012. №1 (6). С. 102–108.

3. Свод правил по проектированию и строительству. СП 52-102-2004 Предварительно напряжённые железобетонные конструкции; ФГУП ЦПП. М., 2005.
4. Свод правил СП 35.13330-2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*). Мосты и трубы; ОАО «ППП». М., 2011. 340 с
5. Шейнцвит М.И. Новое в теории расчета неразрезных предварительно напряженных железобетонных балок мостов в стадии эксплуатации // Дороги и мосты. 2007. - Вып. 17/1. - С. 63-172.
6. Курлянд В.Г. Курлянд В.В. Строительство мостов: учеб. пособие для вузов. М., 2012. 176 с.
7. Тютин А.П. Расчет грузоподъемности неразрезного пролетного строения моста // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Студент и наука. 2008. №4. С.77-80.

References

1. Shapiro D.M., Tyutin A.P. Nonlinear deformation calculation of flexural reinforced concrete beams in slab-stringer system. Concrete and Reinforced Concrete. No. 6. 2011. Pp. 19-23.
2. Shapiro D.M., Tyutin A.P. Non-linear deformation spatial calculation of reinforced road spans. Structural Mechanics and Structures. No. 1(6). 2012. Pp. 102–108.
3. Set of rules on designing and construction SP 52-102-2004 Prestressed reinforcement. FGUP TsPP. M., 2005.
4. Set of rules 35.13330-2011 (Actual correction of Construction Regulation 2.05.03-84*). Bridges and pipes. Public corporation «PPP». M., 2011. 340 p.
5. Sheintsvit M.I. New in the theory of continuous stressed reinforced concrete beams of bridges in operation. Roads and bridges. M. Issue. 17/1. 2007. Pp. 63-172.
6. Kurlyand V.G., Kurlyand V.V. Construction of bridges: textbook. MADI. M., 2012. 176 p.
7. Tyutin A.P. Calculation of the carrying capacity of the continuous superstructure of the bridge. Scientific Bulletin of the Voronezh Architectural and Civil Engineering University. Series: Student and Science. No. 4. 2008. Pp.77-80.

INFLUENCE OF PHYSICAL NONLINEARITY ACCOUNTING ON FORCES IN CONTINUOUS REINFORCED CONCRETE SPAN STRUCTURE

A. J. Sukhareva

Voronezh State Technical University
Russia, Voronezh

Assistant of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(910)342-18-35,
e-mail: arinasukhareva95@gmail.com

Problem statement. Compare the results of calculations of a reinforced concrete continuous span structure, performed in a linear formulation and using a nonlinear deformation model (taking into account physical nonlinearity).

Results. A spatial finite element design scheme of the span structure has been compiled. Methods for calculating the parameters for two calculation options are described, the calculated characteristics of the stiffness characteristics are obtained depending on the external moments, and the limiting tolerances are calculated.

Conclusions. The bearing capacity of a reinforced concrete span structure obtained using a nonlinear deformation model is 7% higher than the bearing capacity calculated according to SP 35.13330-2011 [4]. The value obtained, obtained when performing the calculation in a linear formulation, exceeds by 6% the data obtained in nonlinear deformation calculation. The results obtained show the possibility of increasing the calculated carrying capacity and passing over-design loads.

Keywords: continuous span structure, constructive nonlinearity, physical nonlinearity, finite element method.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.26

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕРЖНЕЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

А. А. Тарасов

ООО «Мостдорпроект»
Россия, г. Воронеж

Канд. техн. наук, главный инженер проектов, ООО «Мостдорпроект»,
тел.: +7(904)210-76-81, e-mail: taralal@mail.ru

Постановка задачи. Разработать методику расчета внецентренно сжатых железобетонных стержней на основе деформационной модели, позволяющую определять напряженно-деформированное состояние железобетонного сечения с обычным армированием на различных стадиях загрузки. Произвести сравнение результатов численных расчетов с результатами экспериментальных исследований.

Результаты. Разработаны алгоритм и программа определения напряженно-деформированного состояния железобетонных сечений внецентренно сжатых стержней. Произведено сравнение результатов известных экспериментальных исследований с результатами нелинейного деформационного расчета.

Выводы. Результаты расчетов, полученные по разработанной программе деформационного расчета, показали хорошую сходимость с данными экспериментальных исследований при различных эксцентриситетах приложения сжимающей силы и вариантах армирования сечений. Разработанная методика расчета может быть использована для уточнения напряженно-деформированного состояния на стадии строительства и эксплуатации при проектировании внецентренно сжатых железобетонных конструкций.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, внецентренное сжатие, деформационная модель.

Введение. В настоящее время при расчете по прочности нормальных сечений бетонных и железобетонных элементов с обычным армированием всё чаще используют нелинейную деформационную модель, описание которой представлено в актуализированных нормативных документах СП 63.13330.2018 [1] и СП 52-101-2003 [2], при этом недостаточно изученными остаются вопросы расчетного моделирования внецентренно сжатых железобетонных элементов на различных стадиях загрузки: от начальной до разрушающей нагрузки.

Теме деформационного расчёта железобетонных конструкций посвящены работы большой группы исследователей [3–10], среди них можно выделить работу В.С. Сафронова и А.Л. Катембо [6], в которой описывается алгоритм определения несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов, построенный на основе деформационной модели.

Целью настоящего исследования является разработка нелинейного деформационного метода расчёта внецентренно сжатых железобетонных стержней, позволяющего определять напряженно-деформированное состояние железобетонного сечения на различных стадиях загрузки.

Основные положения деформационного расчета

При расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели используются гипотеза плоских сечений и расчетные трехлинейные диаграммы состояния сжатого бетона и арматуры, определяющие связь между относительными деформациями и напряжениями в соответствии с диаграммами, представленными на рис. 1 и уравнениями (1), (2).

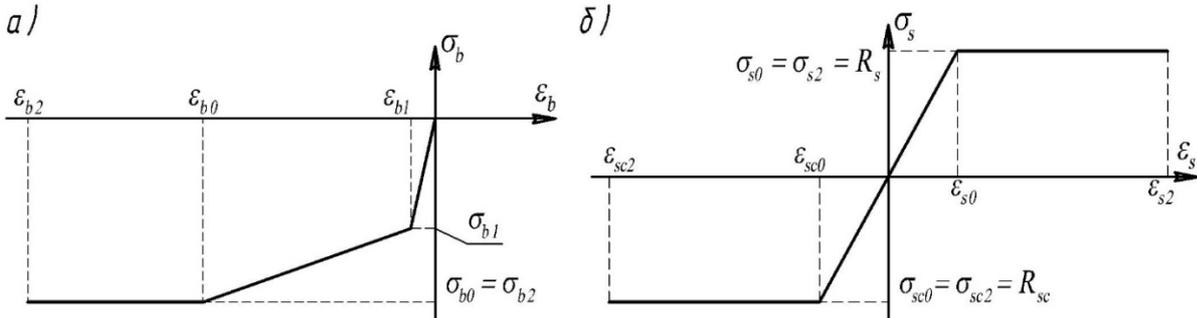


Рис. 1. Трехлинейные диаграммы состояния материалов: а – сжатого бетона, б – арматуры

$$|\sigma_{b1}| = 0.6R_b, |\sigma_{b0}| = R_b, \varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}, \varepsilon_{b0} = -0.002, \varepsilon_{b2} = -0.0035, \quad (1)$$

$$\sigma_{s0} = R_s, |\sigma_{sc0}| = R_{sc}, \varepsilon_{s0} = \frac{\sigma_{s0}}{E_s}, \varepsilon_{sc0} = \frac{\sigma_{sc0}}{E_s}, \varepsilon_{s2} = 0.025, \quad (2)$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, E_b – начальный модуль упругости бетона, R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию, E_s – модуль упругости арматуры.

Алгоритм нелинейного деформационного расчета внецентренно сжатых железобетонных сечений. Задача об определении деформированного состояния железобетонного сечения, соответствующего требуемым внешним усилиям $N_{вн}$ и $M_{Yвн}$ внецентренно сжатого железобетонного стержня, решается итерационным методом путем последовательного изменения относительных деформаций ε_{T1} и ε_{T2} на нижней и верхней грани рассматриваемого сечения. Для этого исследуемое сечение, помещенное в систему координат YOZ , разбивается на n элементарных полосовых отрезков с размерами $b_{zi} \times dz$ и координатами центров z_{bi} .

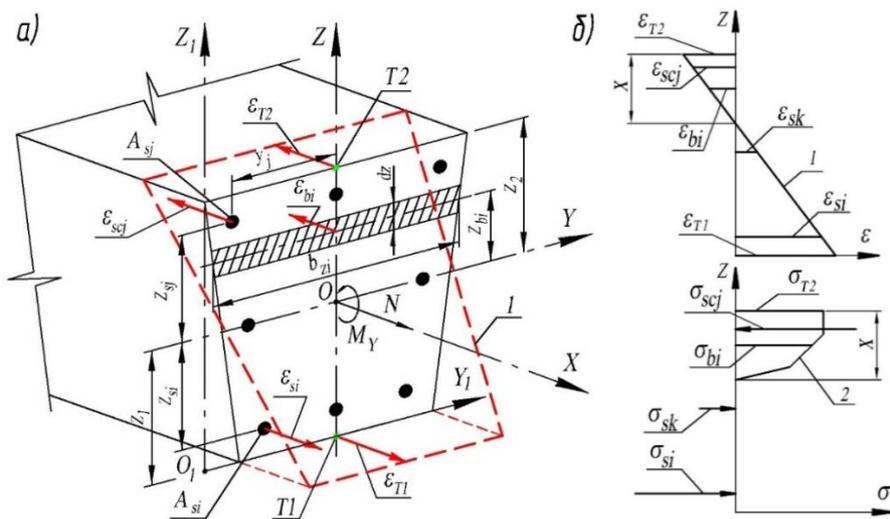


Рис. 2. Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента при внецентренной сжатии (а), эпюры распределения относительных деформаций 1 и напряжений 2 в железобетонном сечении (б)

Определение относительных деформаций ε_{bi} в элементарных полосовых отрезках сжатой части бетонного сечения, и в центре тяжести растянутой и сжатой арматуры ε_{sj} , ε_{scj} производится согласно уравнениям (3) - (5):

$$[\varepsilon_{bi}; \varepsilon_{sj}; \varepsilon_{scj}] = \varepsilon_{(i)T1} - \frac{(z - z_1)(\varepsilon_{(i)T1} - \varepsilon_{(i)T2})}{z_2 - z_1}, \quad (3)$$

$$\text{при } \varepsilon_{bi} \geq \varepsilon_{b1} \quad \sigma_{bi} = \varepsilon_{bi} E_b,$$

$$\text{при } \varepsilon_{b1} > \varepsilon_{bi} \geq \varepsilon_{b0} \quad \sigma_{bi} = -R_b \left(0,6 + \frac{0,4(\varepsilon_{bi} - \varepsilon_{b1})}{(\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1})} \right), \quad (4)$$

$$\text{при } \varepsilon_{b0} > \varepsilon_{bi} \geq \varepsilon_{b2} \quad \sigma_{bi} = -R_b,$$

$$\text{при } \varepsilon_{sj} \leq \varepsilon_{s0} \quad \sigma_{sj} = \varepsilon_{sj} E_s,$$

$$\text{при } \varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{sj} \leq \varepsilon_{s2} \quad \sigma_{sj} = R_s,$$

$$\text{при } |\varepsilon_{scj}| \leq \varepsilon_{s0} \quad \sigma_{scj} = \varepsilon_{scj} E_s, \quad (5)$$

$$\text{при } \varepsilon_{s0} \leq |\varepsilon_{scj}| \leq \varepsilon_{s2} \quad \sigma_{scj} = -R_{sc}.$$

Определение внутренних усилий в нормальном сечении железобетонного элемента производят с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению.

$$F_b = \sum_{i=1}^n \sigma_{bi} b_{zi} dz, \quad F_s = \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}, \quad F_{sc} = \sum_{j=1}^k \sigma_{scj} A'_{sj}, \quad (6)$$

где σ_{bi} , n – напряжение в элементарных полосовых отрезках бетона и их количество; A_{sj} , A'_{sj} , σ_{sj} , σ_{scj} – площади j -го растянутого и j -го сжатого стержня арматуры и напряжения в них, m и k – количество сжатых и растянутых стержней арматуры.

Равнодействующие усилия N и M_Y в нормальном сечении железобетонного элемента определяются согласно уравнениям (7) и (8):

$$N = F_b + F_s + F_{sc}, \quad (7)$$

$$M_Y = \sum_{i=1}^n \sigma_{bi} z_{bi} b_{zi} dz + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj} z_{sj} + \sum_{j=1}^k \sigma_{scj} A'_{sj} z_{sj}, \quad (8)$$

где z_{bi} – координата центра тяжести i -го полосового отрезка бетона, A_{sj} , A'_{sj} , z_{sj} – площадь и координата центра тяжести j -го арматурного стержня.

Сравнивая полученные значения внутренних усилий N и M_Y с требуемыми внешними усилиями $N_{\text{вн}}$ и $M_{Y\text{вн}}$, определяют относительные деформации $\varepsilon_{(i)T1}$ и $\varepsilon_{(i)T2}$ в управляющих точках на i -й итерации деформационного расчета.

$$\text{при } M_Y < M_{Y\text{вн}} \quad \varepsilon_{(i)T1} = \varepsilon_{(i-1)T1} + d\varepsilon_{My}, \quad \varepsilon_{(i)T2} = \varepsilon_{(i-1)T2} - d\varepsilon_{My},$$

$$\text{при } M_Y > M_{Y\text{вн}} \quad \varepsilon_{(i)T1} = \varepsilon_{(i-1)T1} - d\varepsilon_{My}, \quad \varepsilon_{(i)T2} = \varepsilon_{(i-1)T2} + d\varepsilon_{My}, \quad (9)$$

$$\text{при } N < N_{\text{вн}} \quad \varepsilon_{(i)T1} = \varepsilon_{(i-1)T1} + d\varepsilon_N, \quad \varepsilon_{(i)T2} = \varepsilon_{(i-1)T2} + d\varepsilon_N,$$

$$\text{при } N > N_{\text{вн}} \quad \varepsilon_{(i)T1} = \varepsilon_{(i-1)T1} - d\varepsilon_N, \quad \varepsilon_{(i)T2} = \varepsilon_{(i-1)T2} - d\varepsilon_N,$$

где $d\varepsilon_{My}$ и $d\varepsilon_N$ заданные значения приращений относительных деформаций в управляющих точках.

В случае последовательного перехода внутренними усилиями N и M_Y , вычисленными на двух последних итерациях деформационного расчета, значений требуемых внешних усилий $N_{\text{вн}}$ и $M_{Y\text{вн}}$ производится уменьшение значений заданных приращений относительных деформаций $d\varepsilon_{My}$ и $d\varepsilon_N$.

В конце каждой итерации расчета определяется невязка вычисленных внутренних усилий с внешними.

$$\left| \frac{M_Y - M_{Y_{вн}}}{M_{Y_{вн}}} \right| \leq 0.001, \quad \left| \frac{N - N_{вн}}{N_{вн}} \right| \leq 0.001. \quad (10)$$

По окончании расчета формируются выходные данные, которые содержат следующую информацию:

- диаграммы распределения относительных деформаций и напряжений в железобетонном поперечном сечении, соответствующие заданным $N_{вн}$ и $M_{Y_{вн}}$;
- несущую способность железобетонного сечения (N, M_Y).

На рис. 3 представлена блок-схема алгоритма определения напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых железобетонных стержней.

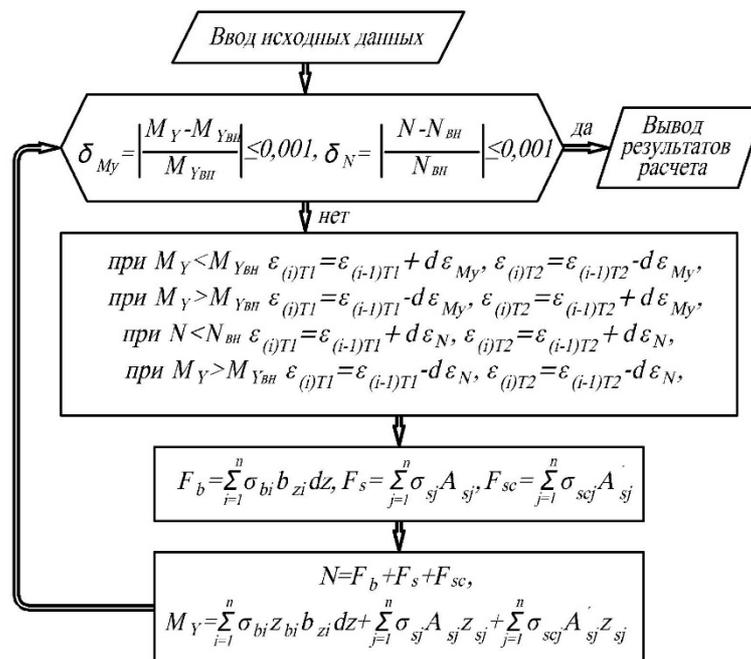


Рис. 3. Блок-схема определения напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых железобетонных стержней

Сравнение экспериментальных данных с результатами деформационного расчета

Для подтверждения работоспособности разработанной методики деформационного расчета внецентренно сжатых стержней и оценки достоверности получаемых результатов были выполнены проверочные расчеты восьми внецентренно сжатых железобетонных элементов, испытания которых были проведены С. С. Мордовским и В. Г. Мурашкиным [9, 10] в Самарском государственном архитектурно-строительном университете в лаборатории кафедры железобетонных конструкций.

В табл. 1 и на рис. 4 представлены исходные данные выполненных экспериментальных исследований: геометрические размеры железобетонных сечений, прочностные характеристики бетона и арматуры и значения эксцентриситетов нагрузок, прикладываемых к испытываемым образцам.

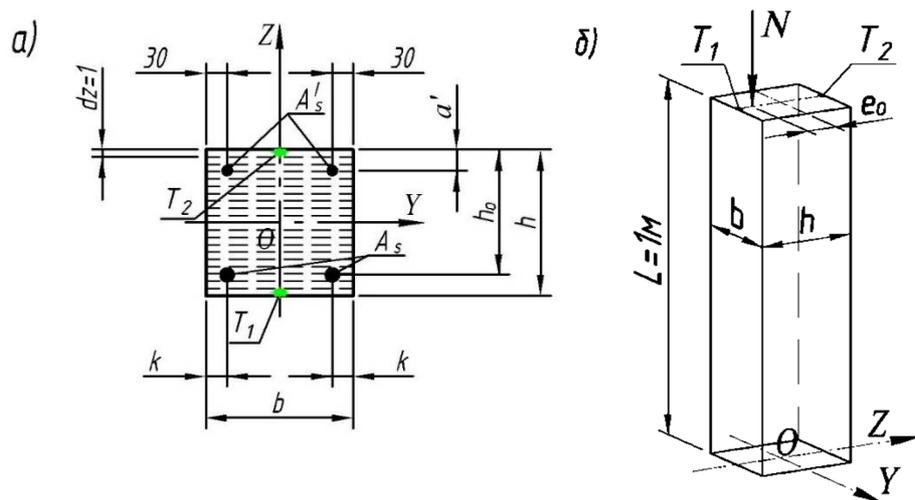


Рис. 4. Поперечное сечение и схема армирования железобетонных колонн (а) и схема загрузки испытываемых образцов (б)

Таблица 1

Геометрические размеры и параметры армирования испытываемых образцов

Испытываемый образец	Высота сечения h , мм	Ширина сечения b , мм	h_0 , мм	e_0 , мм	A_s , см ²	A'_s , см ²	R_b , МПа	R_s , МПа
К-1	200	200	170	200	6,12	2,35	23,5	392
К-1(2)	200	200	170	200	6,12	2,35	23,6	392
К-2	201	201	168	300	7,65	2,35	29,0	549
К-2(2)	202	205	169	301	7,65	2,35	29,0	549
К-3	205	204	168	35	9,79	2,35	32,7	511
К-3(2)	205	205	168	35	9,79	2,35	32,7	511
К-4	200	200	160	100	9,79	2,31	38,6	511
К-4(2)	203	200	164	101	9,79	2,31	38,6	511

Определение напряжений и деформаций в нормальном к продольной оси элемента сечения производилось на основе нелинейной деформационной модели с использованием трехлинейных диаграмм состояния бетона и арматуры согласно рис. 1. Расчеты производились согласно представленным в табл. 1 исходным данным по двум схемам: с учетом (схема №1) и без учета (схема № 2) сопротивления бетона растянутой зоны.

В таблице 2 производится сравнение несущей способности испытанных образцов, определенное с использованием программы деформационного расчета (N), с результатами экспериментальных исследований (N_{max}). Из анализа представленных в таблице данных видно, что для восьми выполненных испытаний максимальное отклонение Δ расчетной несущей способности колонны от фактической составило 5,6%, при этом среднеарифметическое отклонение составило 0,4%, а среднеквадратическое отклонение 3,5%.

Сравнение несущей способности железобетонных колонн, определенной по данным деформационного расчета (N) и по данным испытаний (N_{max})

Испытываемый образец	N_{max} , кН	Схема №1			Схема №2		
		N , кН	M_y , кН•м	Δ , %	N , кН	M_y , кН•м	Δ , %
К-1	231	236	47.2	2.4	235	47.0	1.9
К-1(2)	232	237	47.3	2.0	236	47.2	1.5
К-2	208	201	60.2	-3.3	202	60.6	-2.9
К-2(2)	214	205	61.7	-4.4	206	61.9	-4.0
К-3	1128	1093	38.2	-3.2	1093	38.2	-3.2
К-3(2)	1103	1097	38.3	-0.6	1097	38.3	-0.6
К-4	574	607	60.6	5.5	608	60.8	5.6
К-4(2)	593	621	62.6	4.5	623	62.8	4.8

Ниже на рис. 5 представлены диаграммы содержащие расчетные и экспериментальные данные о распределении относительных деформаций в наиболее сжатой части сечения (в точке T_1) в зависимости от величины сжимающей силы N . На рис. 6, 7 представлены диаграммы с расчетными и экспериментальными распределениями относительных деформаций по высоте сечения испытанных образцов на различных этапах загрузки.

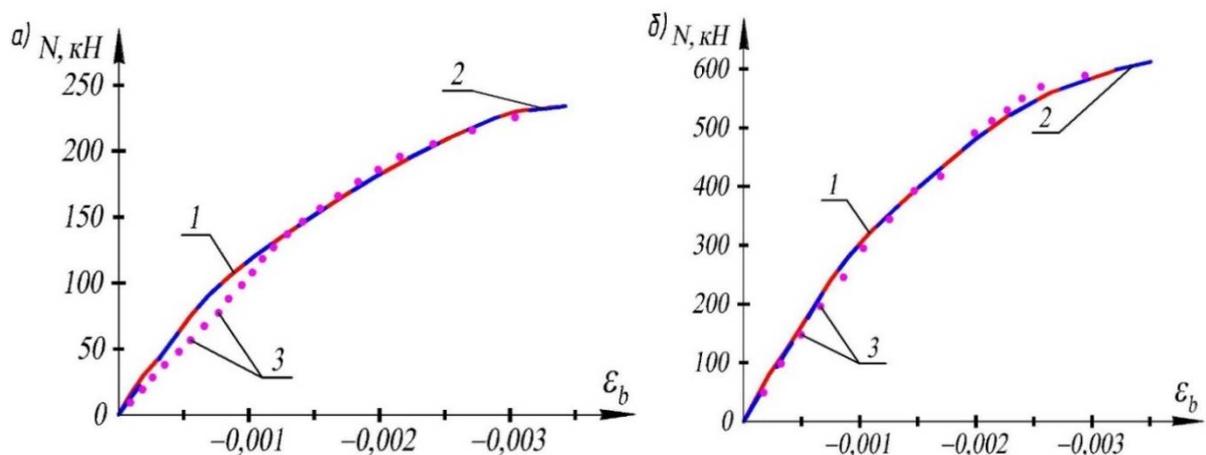


Рис. 5. Диаграммы зависимости относительных деформаций бетона в точке T_1 от величины сжимающей силы N для колонны К-1 (а) и колонны К-4(2) (б): 1 – данные деформационного расчета по схеме № 1; 2 – данные деформационного расчета по схеме № 2; 3 – данные экспериментальных исследований [9, 10]

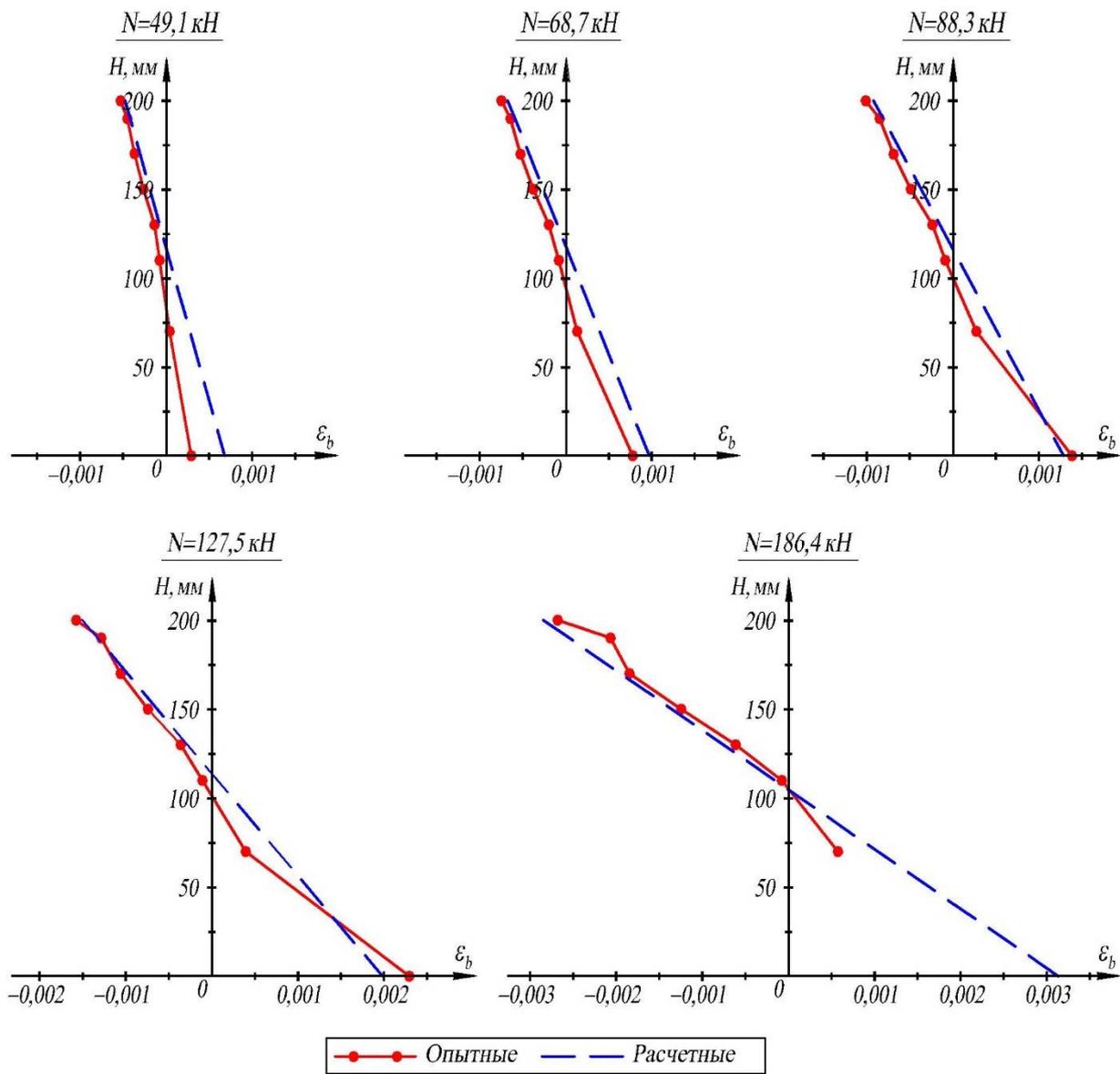


Рис. 6. Диаграммы относительных деформаций в сечении колонны К-2(2) при различной величине сжимающей силы N по данным деформационного расчета и данным экспериментальных исследований [9]

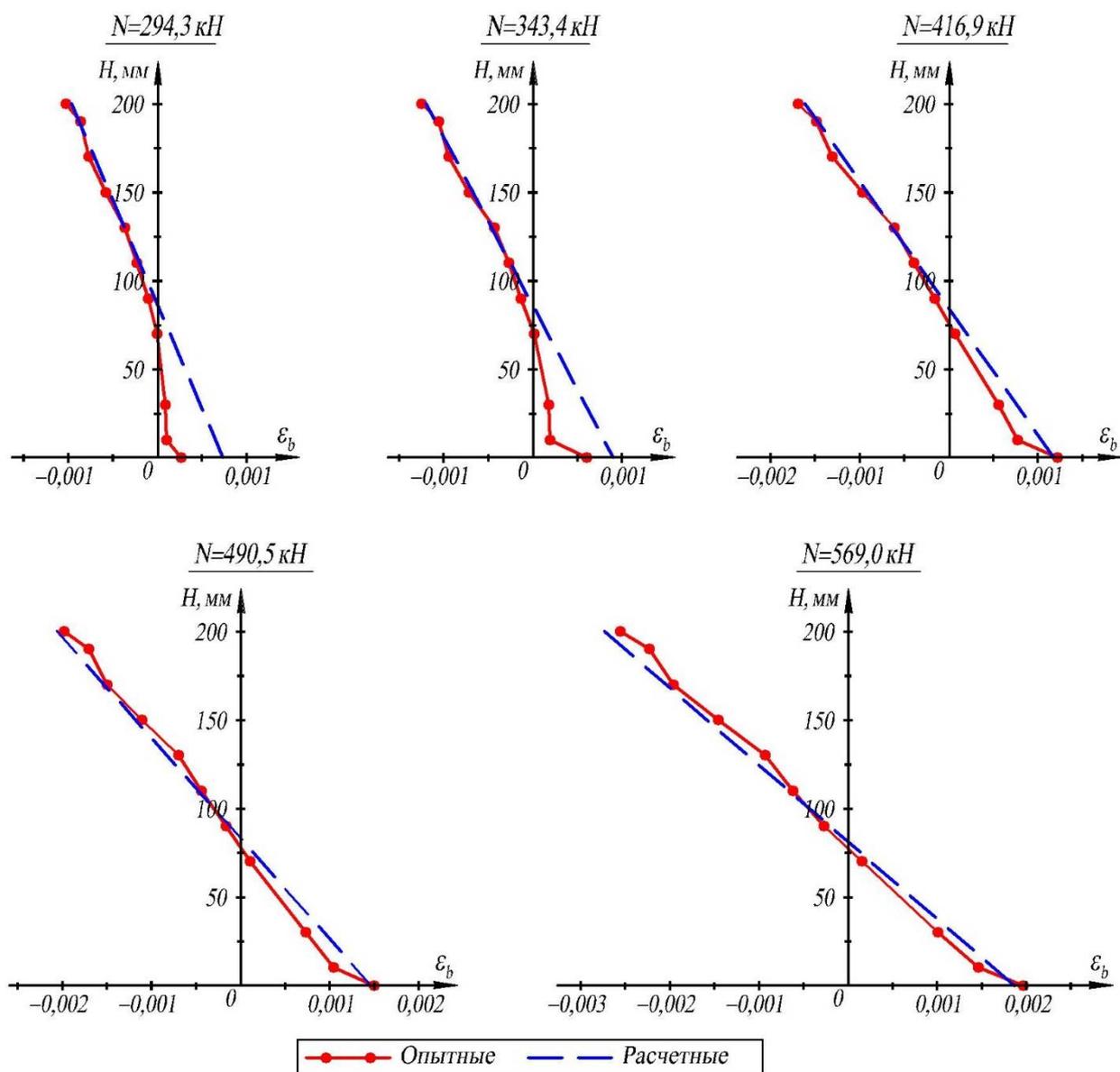


Рис. 7. Диаграммы относительных деформаций в сечении колонны К-4(2) при различной величине сжимающей силы N по данным деформационного расчета и данным экспериментальных исследований [10]

Сравнение диаграмм расчетных относительных деформаций в наиболее сжатой точке сечения, вычисленных с использованием деформационной модели по расчетной схеме №1 и №2 показывает, что учет сопротивления бетона растянутой зоны практически не влияет на распределение относительных деформаций в наиболее сжатой точке сечения.

Расчетные и опытные диаграммы распределения относительных деформаций по высоте сечения, полученные при различной величине сжимающей силы N , показали хорошую сходимость, при этом расчетные относительные деформации в сжатой части сечения практически полностью совпадают с опытными данными на всем диапазоне изменения продольной сжимающей силы N . В растянутой части сечения сходимость опытных и расчетных данных возрастает при увеличении действующего усилия в колонне и достигает наибольшего совпадения при величине продольной силы N равной 50-60% от критической.

Выводы

1. Разработанные алгоритм и программа деформационного расчета внецентренно сжатых железобетонных стержней позволяют определять несущую способность и напряженно-деформированное состояние по всей высоте железобетонного сечения на различных этапах загрузки конструкции.

2. Результаты расчета несущей способности и деформаций во внецентренно сжатых железобетонных сечениях, полученные по разработанной методике, показали хорошую сходимость с опытными данными при различных эксцентриситетах приложения сжимающей силы. Разработанный алгоритм и программа расчета могут быть использованы при проектировании внецентренно сжатых железобетонных конструкций.

Библиографический список

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2018.
2. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ФГУП ЦПП, 2004. 55 с.
3. Шапиро Д.М., Тютин А.П. Деформационный нелинейный расчёт изгибаемых железобетонных балок в составе плитно-ребристых систем // Бетон и железобетон. 2011. №6. С. 19 – 23.
4. Шапиро Д.М., Тютин А.П. Нелинейный деформационный пространственный расчёт железобетонных пролётных строений автодорожных мостов // Строительная механика и конструкции. 2013. №1 (5). С. 102 – 108.
5. Шапиро Д.М., Тютин А.П. Нелинейный пространственный расчёт изгибаемых плитно-балочных систем из железобетонных балок со смешанным армированием // Бетон и железобетон. 2014. №6. С. 12 – 17.
6. Шапиро Д.М., Тарасов А.А. Деформационный нелинейный расчёт внецентренно сжатых железобетонных конструкций // Научный журнал строительства и архитектуры. 2018. №1. С. 109 – 120.
7. Сафронов В.С., Катембо А.Л. Расчёт несущей способности внецентренно сжатого стержня из железобетона с использованием деформационной модели // Строительная механика и конструкции. 2016. №1 (12). С. 64 – 74.
8. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях / М. С. Торяник, П.Ф. Вахненко, Л.В. Фалеев, Л.И. Сердюк и др. М.: Стройиздат, 1974. 297 с.
9. Мордовский С.С., Мурашкин В.Г. Напряженное состояние экспериментальных образцов при внецентренном нагружении // Современные проблемы науки и образования. 2012. № 4. URL: <http://science-education.ru/ru/article/view?id=6794> (дата обращения: 29.01.2019).
10. Мордовский С.С. Совершенствование расчета прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Казань, 2013. 20 с.

References

1. SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. Main provisions. M.: 2018.
2. SP 52-101-2003 Concrete and reinforced concrete structures without prestressing the reinforcement. M.: FSUE TSPP, 2004. 55 p.
3. Shapiro D.M., Tyutin A.P. Deformational nonlinear calculation of bendable reinforced concrete beams as part of plate-ribbed systems. Concrete and Reinforced Concrete No. 6. 2011. Pp. 19-23.

4. Shapiro D.M., Tyutin A.P. Nonlinear deformation spatial calculation of reinforced concrete spans of road bridges. *Construction Mechanics and Structures*. No. 1(5). 2013. Pp. 102 – 108.
5. Shapiro D.M., Tyutin A.P. Nonlinear spatial calculation of bending plate-beam systems made of reinforced concrete beams with mixed reinforcement. No. 6. 2014. Pp. 12-17.
6. Shapiro D.M., Tarasov A.A. Deformation non-linear calculation of out-of-center compressed reinforced concrete structures. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. No. 1. 2018. Pp. 109 – 120.
7. Safronov V.S., Katembo A.L. Calculation of the load-bearing capacity of an off-center compressed reinforced concrete rod using a deformation model. *Construction Mechanics and Structures*. Vol. 1. No. 12. 2016. Pp. 64-74.
8. Toryanik M.S., Vakhnenko P.F., Faleev L.V., Serdyuk L.I., etc. Calculation of reinforced concrete structures under complex deformations. Moscow: Stroyizdat, 1974. 297 p.
9. Mordovsky S.S., Murashkin V.G. The stress state of experimental samples under off-center loading. *Modern Problems of Science and Education*. No. 4. 2012. URL: <http://science-education.ru/ru/article/view?id=6794> (accessed: 29.01.2019).
10. Mordovsky S.S. Improving the calculation of the strength of non-centrally compressed reinforced concrete elements: abstract of the dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences: 05.23.01 Kazan, 2013. 20 p.

DETERMINATION OF THE MODE OF DEFORMATION OF NON-CENTRALLY COMPRESSED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS USING A DEFORMATION MODEL

A. A. Tarasov

LLC "Mostdorproekt"
Russia, Voronezh

PhD of Technical Sciences, Chief Project Engineer, Mostdorproekt LLC,
Tel.: +7 (904)210-76-81, e-mail: taralal@mail.ru

Problem statement. To develop a method for calculating extra-centrally compressed reinforced concrete rods based on a deformation model that allows determining the mode of deformation of a reinforced concrete section with conventional reinforcement at various loading stages. Compare the results of numerical calculations with the results of experimental studies.

Results. An algorithm and a program for determining the mode of deformation of reinforced concrete sections of extra-centrally compressed rods have been developed. The results of the known experimental studies are compared with the results of the nonlinear deformation calculation.

Conclusions. The results of calculations obtained according to the developed program of deformation calculation showed good convergence with the data of experimental studies at various eccentricities of the compressive force application and cross-section reinforcement options. The developed calculation method can be used to clarify the mode of deformation at the stage of construction and operation when designing extra-centrally compressed reinforced concrete structures.

Keywords: reinforced concrete structures, off-center compression, deformation model.

УДК 624.042.4

**МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ
НА ОБЪЕКТЫ СЛОЖНЫХ ФОРМ**

С. В. Ефрюшин¹, А. Р. Ефанов²

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

¹Канд. техн. наук, доцент кафедры строительной механики, тел.: +7(910)341-52-66,
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

²Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(903)655-55-00, e-mail: misterefanov@gmail.com

Постановка задачи. Создать мобильную установку для экспериментального определения ветровой нагрузки на фрагменты объектов различных, в том числе не предусмотренных нормами, форм. Отработать полученную методику на макете башни, образованной по схеме В.Г. Шухова с элементами из легких стальных тонкостенных конструкций.

Результаты. Создана установка для экспериментального определения ветровой нагрузки на фрагменты объектов различных форм. Описаны принцип работы установки и методика нахождения аэродинамического коэффициента конструкций. Выведен поправочный коэффициент. Проведены испытания на макете башни по схеме В.Г. Шухова и найден его аэродинамический коэффициент.

Выводы. В ходе исследования была разработана и изготовлена мобильная установка для экспериментального определения ветровой нагрузки на фрагменты объектов различных, в том числе не предусмотренных нормами, сложных форм. Разработаны методы обработки полученных результатов и найден аэродинамический коэффициент для макета башни, образованной по схеме В.Г. Шухова.

Ключевые слова: решетчатая башня, методика эксперимента в полевых условиях, моделирование обтекания зданий и сооружений, аэродинамический коэффициент.

Введение. Благодаря своим очевидным достоинствам легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК) получают всё большее распространение для изготовления несущих и ограждающих конструкций, в частности в малоэтажном строительстве различного назначения, но до сих пор не были использованы в сооружениях башенного типа.

В статье рассмотрена конструкция металлической башни связи, формообразование которой выполнено на основе известной системы В.Г. Шухова. Наряду с эстетичностью, играющей немаловажную роль в городской застройке, данная геометрия башни имеет высокую степень устойчивости к ветровым нагрузкам и сравнительно высокую несущую способность при небольшой металлоёмкости.

Ввиду того, что не существует на данный момент нормативных значений аэродинамического коэффициента для конструкций башни типа В.Г. Шухова и элементов профилей ЛСТК, необходимо находить значение данного коэффициента экспериментально. Нормами СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» регламентируется проведение испытаний в аэродинамической трубе. Но за неимением возможности проведения такого рода экспериментов в данной статье была разработана мобильная установка для экспериментального определения ветровой нагрузки неучтенных нормами форм сложных объектов, а также раз-

работана методика измерения ветровой нагрузки на объекты и нахождения их аэродинамических коэффициентов.

Конструкция установки. Установка для экспериментального нахождения ветровой нагрузки (рис. 1) на конструкции произвольной формы опирается на неподвижную металлическую раму (рис. 2) для подъёма высоты проводимых испытаний и обеспечения необходимой устойчивости системы в целом.



Рис. 1. Установка для экспериментального нахождения ветровой нагрузки



Рис. 2. Металлическая рама

Установка состоит из конструкции неподвижной рамы, обеспечивающей пространственную жёсткость установки, и конструкции подвижной части, состоящей из четырех направляющих, шарнирно соединенных по центру с рамой и по концам - с площадками, на которых проводятся испытания.

По центру установки параллельно направлению передвижения площадок установлен транспортир для снятия измерений угловых перемещений таким образом, что его центр совпадает с точкой пересечения горизонтальной и вертикальной оси установки. В качестве вертикальной оси выступает леска, натянутая между центрами площадок, которые находятся в нулевом положении. Перпендикулярно направлению ветра на одной из стоек устанавливается анемометр для снятия показаний скорости ветрового потока в процессе испытаний.

Вся конструкция установки изготовлена из полипропиленовых труб по следующим причинам:

- круглые трубы являются наиболее подходящим профилем для проведения подобного рода испытаний, т.к. обладают хорошей обтекаемостью при воздействии ветровой нагрузки;
- по сравнению с конструкцией из дерева конструкция из полипропиленовых труб обладает большей жесткостью при относительно одинаковых сечениях из-за геометрии профиля и жестко спаянных узлов;
- по сравнению с конструкцией из металла, является более легкой, что уменьшает погрешность измерений в ходе проведения испытаний, а также дает возможность ис-

пытывать конструкции, имеющие малую массу, как в случае с макетом башни из пластика, моделирующую башню из ЛСТК.

Принцип работы установки. В основе работы установки лежат основные принципы и законы физики и теоретической механики.

Установка сбалансирована таким образом, что, когда на нее действует ветровая нагрузка, вертикальные отклонения отсутствуют, либо происходят ничтожно малые колебания с углом отклонения меньше 0.5° за счет равномерного распределения нагрузки по направляющим и площадкам (рис. 3). Принимая во внимание погрешность, равную половине шкалы транспортира, этими отклонениями можно пренебречь.

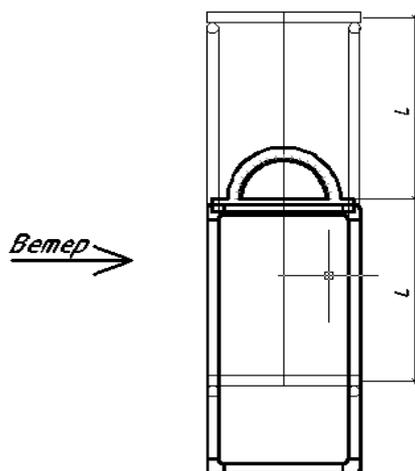


Рис. 3. Работа установки без макета

После установки на нижнюю площадку испытуемого макета действие нагрузки от ветра перестает быть равномерным (рис. 4). Происходят видимые отклонения, значение которых используется в системе уравнений для вывода аэродинамического коэффициента испытуемого макета.

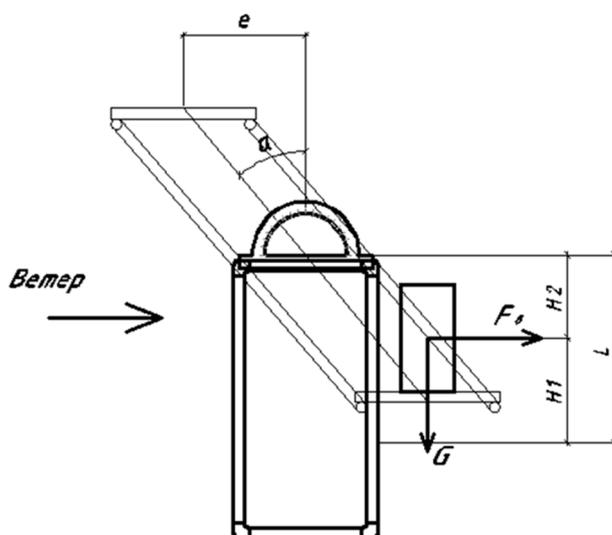


Рис. 4. Работа установки с макетом

Аэродинамический коэффициент - безразмерная величина, устанавливающая пропорциональность между скоростным напором настилающего ветра и результирующим избыточ-

ным давлением на ограждающих конструкциях сооружения. Теоретическая нагрузка согласно п. 11.1.3 [1] определяется по формуле

$$N_t = A \cdot w_0 \cdot k_z \cdot c,$$

где A - площадь макета, на которую дует ветер;

w_0 - нормативное значение ветрового давления, определяемое по формуле 11.3 [1];

k_z - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

c - аэродинамический коэффициент.

Согласно п. 11.1.4 [1]:

$$w_0 = 0.43 \cdot v^2,$$

где v - скорость ветра, замеренная анемометром, м/с, на уровне 10 м над поверхностью земли для местности типа А, определяемая с 10-минутным интервалом осреднения и с периодом повторяемости 2 раза в день.

Скорость ветра для расчетов замеряется анемометром. Для определения экспериментальной силы ветра F (рис. 4) составляется уравнение моментов относительно центра транспорта.

Уравнение моментов:

$$F \cdot l \cdot \cos \alpha - G \cdot l \cdot \sin \alpha = 0$$

$$F = G \cdot \operatorname{tg} \alpha,$$

где F - экспериментальная сила ветра, необходимая для определения аэродинамического коэффициента.

$$c = \frac{N_T}{F},$$

где c - аэродинамический коэффициент.

Определив все значения, можно переходить к обработке результатов и поиску аэродинамического коэффициента для испытываемого макета.

В основе эксперимента лежит задача по определению аэродинамического коэффициента на макет сооружения в полевых условиях. Для определения точности полученного результата необходимы испытания на макетах стандартных сооружений, аэродинамические коэффициенты которых прописаны в нормативных документах. Испытания будут проводиться с двумя макетами:

1. Прямоугольный параллелепипед (рис. 5.) с размерами: $a=29$ см, $b=38$ см, $c=21$ см.
2. Цилиндр (рис. 6.) с размерами: $R=8$ см, $H=40$ см.

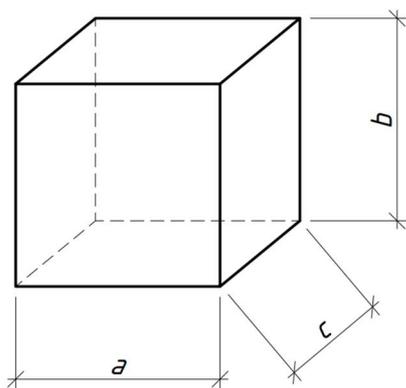


Рис. 5. Испытуемый образец в форме прямоугольного параллелепипеда

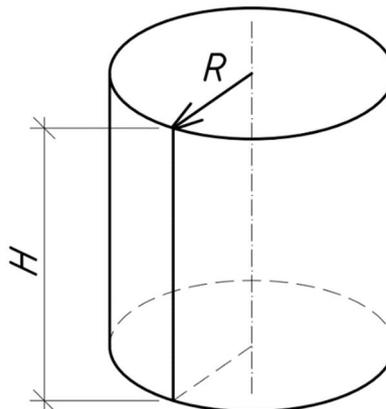


Рис. 6. Испытуемый образец в форме цилиндра

Процесс проведения экспериментов на установке. Эксперимент выполняется на крыше здания (рис. 7) высотой более 10 метров, что обеспечивает требования для определения ветрового давления в соответствии с п. 11.1.4 [1].



Рис. 7. Место проведения испытаний

Перед началом испытаний производится череда сопутствующих проверок. Должны выполняться определенные условия. Каждый день перед проведением испытаний выполняются работы, способствующие правильному функционированию установки:

1. Определение направления ветра ведется путем примитивного флюгера, для дальнейшего расположения установки с таким принципом, чтобы обеспечить требуемую для расчета продуваемость.
2. Соблюдение горизонтальности площадок установки (рис. 8).



Рис. 8. Выполнение условия горизонтальности площадок установки

Конструкция установки предполагает выполнение условия параллельности площадок, следовательно, добившись горизонтальности нижней площадки, на которой будут устанавливаться испытуемые макеты, можно считать, что выполнена проверка горизонтальности верхней площадки.

3. Соблюдение вертикальности установки (рис. 9). Под вертикальностью подразумевается отсутствие отклонений под действием ветра. Отслеживается путем соблюдения совпадения леской, натянутой между центрами площадок, отметок центра и 90° на транспорте.



Рис. 9. Выполнение условия вертикальности установки

После выполнения всех подготовительных работ производятся испытания, целью которых является определение аэродинамического коэффициента для простейших форм и сравнение полученных результатов с нормативными.

Макет устанавливается на центр площадки. Ось макета должна совпадать с вертикально натянутой леской. Измерение фиксируется в случае, когда скорость ветра и угол отклонения остаются неизменными в течение 5 секунд. За один день выполняется не более двух измерений для каждого из макетов (рис. 10-11).



Рис. 10. Испытание прямоугольного образца



Рис. 11. Испытание цилиндрического образца

Скорость ветра измеряется анемометром модели VM816 (рис. 12). Угол отклонения замеряется при помощи транспортира и лески, натянутой между центрами площадок (рис. 13).



Рис. 11. Снятие показаний анемометра VM816



Рис. 12. Фиксирование угла отклонения площадки

Статистическая обработка полученных результатов. Вывод поправочного коэффициента. Полученные результаты выводятся в виде таблиц (табл. 1-2). Выполняется обработка результатов измерений, находятся экспериментальные значения аэродинамического коэффициента.

Таблица 1

Расчет фактического аэродинамического коэффициента прямоугольного параллелепипеда на грань размерами 38x21 см

Скорость ветра, м/с	Отклонение α , градус	$\operatorname{tg}\alpha$	Сила ветра F , Н	w_0 -расчетное ветрового давления	Теоретическая нагрузка N_T	Фактический аэродинамический коэффициент C_ϕ
6.2	8	0.141	0.690	16.529	1.322	1.916
4.9	7	0.123	0.603	10.324	0.826	1.370
3.6	5	0.087	0.430	5.573	0.446	1.038
2.5	4	0.070	0.343	2.688	0.215	0.626
5.0	7	0.123	0.603	10.750	0.860	1.427
6.5	10	0.176	0.866	18.168	1.453	1.679
7.2	12	0.213	1.044	22.291	1.783	1.709
4.1	7	0.123	0.603	7.228	0.578	0.959

Продолжение табл. 1

8	13	0.231	1.134	27.520	2.202	1.942
8.2	14	0.249	1.224	28.913	2.313	1.889
9.5	15	0.268	1.316	38.808	3.105	2.360
7.1	11	0.194	0.954	21.676	1.734	1.817
6.5	8	0.141	0.690	18.168	1.453	2.106
6.2	8	0.141	0.690	16.529	1.322	1.916
7.7	12	0.213	1.044	25.495	2.040	1.954
9.4	14	0.249	1.224	37.995	3.040	2.483
2.5	5	0.087	0.430	2.688	0.215	0.501
7.8	13	0.231	1.134	26.161	2.093	1.846
6.6	10	0.176	0.866	18.731	1.498	1.731
9.2	14	0.249	1.224	36.395	2.912	2.378
Экспериментально выведенный аэродинамический коэффициент						1.682

Таблица 2

Расчет фактического аэродинамического коэффициента цилиндра размерами Н=40 см, R=8 см

Скорость ветра, м/с	Отклонение α , градус	$\operatorname{tg}\alpha$	Сила ветра F, Н	w_0 -расчетное ветрового давления	Теоретическая нагрузка N_T	Фактический аэродинамический коэффициент C_ϕ
4.0	6	0.105	0.825	6.880	0.440	0.534
5.7	7	0.123	0.964	13.971	0.894	0.928
5.9	7	0.123	0.964	14.968	0.958	0.994
10	16	0.287	2.251	43.000	2.752	1.223
6.8	8	0.141	1.103	19.883	1.273	1.153
7.9	9	0.158	1.243	26.836	1.718	1.381
9.6	14	0.249	1.957	39.629	2.536	1.296
8.1	11	0.194	1.526	28.212	1.806	1.183
6.5	6	0.105	0.825	18.168	1.163	1.409
9.4	11	0.194	1.526	37.995	2.432	1.594
9.7	15	0.268	2.103	40.459	2.589	1.231
9.2	11	0.194	1.526	36.395	2.329	1.527
10.3	16	0.287	2.251	45.619	2.920	1.297
8.9	11	0.194	1.526	34.060	2.180	1.429
10.2	16	0.287	2.251	44.737	2.863	1.272
8.7	11	0.194	1.526	32.547	2.083	1.365
5.2	6	0.105	0.825	11.627	0.744	0.902
8.0	11	0.194	1.526	27.520	1.761	1.154
6.5	8	0.141	1.103	18.168	1.163	1.054
6.1	7	0.123	0.964	16.000	1.024	1.062
Экспериментально выведенный аэродинамический коэффициент						1.2

Для сравнения и дальнейшего вывода поправочного коэффициента необходимо сравнить полученные экспериментальным методом коэффициенты с нормативными.

Прямоугольный параллелепипед представляет собой макет многоэтажного дома, а цилиндр - макет резервуара. Для таких форм сооружений в [1] приложения В значения аэродинамического коэффициента равны 1.4 и 1 соответственно.

Вывод поправочного коэффициента и обоснование работы установки.

$$k = \frac{c_a}{c},$$

Где k - поправочный коэффициент.

c , c_a - нормативный и экспериментальный аэродинамические коэффициенты.

Прямоугольный параллелепипед с размерами грани 38x21 см:

$$k = \frac{c_a}{c} = \frac{1.682}{1.4} = 1.2.$$

Цилиндр размерами $H=40$ см. $d=16$ см.

$$k = \frac{c_a}{c} = \frac{1.2}{1} = 1.2.$$

После проведения расчетов и сравнения полученных результатов выяснилось, что поправочный коэффициент для всех испытанных форм 1.2, значит, можно считать, что установка пригодна для испытания аэродинамического коэффициента макетов сооружений и более сложных форм.

Конструкция макета башни. Оптимизированная для 3D-печати модель макета башни (рис. 13) имеет в основании кольцо диаметром 125 мм и на вершине - кольцо диаметром 80 мм. Высота всего макета – 1000 мм. Материал макета – PLA-пластик (см. рис. 14).

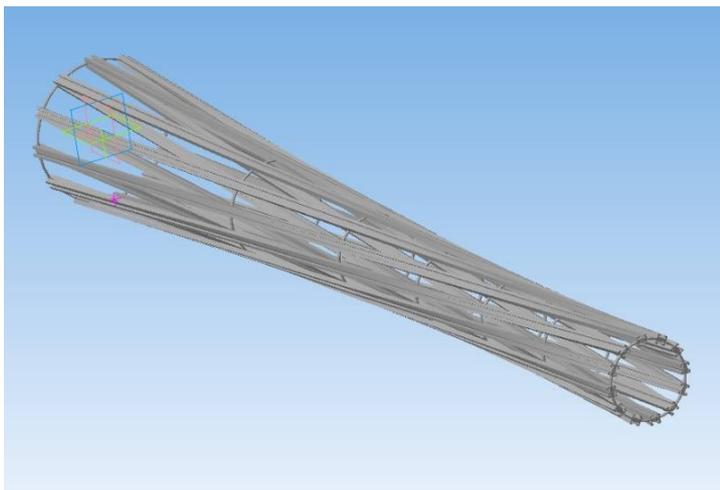


Рис. 13. Оптимизированная для 3D-печати модель

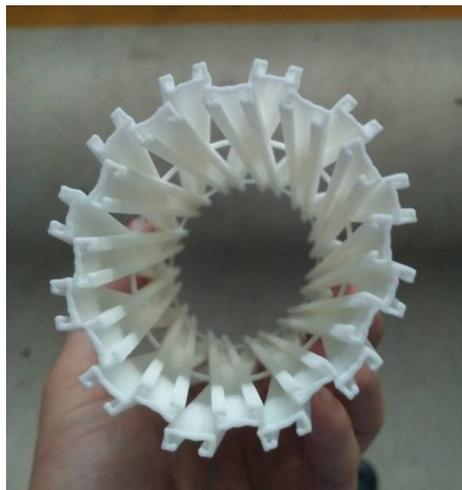


Рис. 14. Фрагмент распечатанной модели

Проведение испытаний на макете башни и нахождение её аэродинамического коэффициента. После проведения испытаний на макете башни (рис. 15) результаты выводятся в табл. 3.



Рис. 15. Проведение испытаний на макете башни

Таблица 3

Расчет фактического аэродинамического коэффициента макета башни

Скорость ветра, м/с	Отклонение α , градус	$\operatorname{tg}\alpha$	Сила ветра F, Н	w_0 -расчетное ветрового давления	Теоретическая нагрузка N_T	Фактический аэродинамический коэффициент C_ϕ
4.5	6	0.105	1.031	8.708	0.527	0.511
2.5	4	0.070	0.686	2.688	0.163	0.237
2	1	0.017	0.171	1.720	0.104	0.608
4.2	5	0.087	0.858	7.585	0.459	0.535
3.8	4	0.070	0.686	6.209	0.376	0.548
5.1	7	0.123	1.205	11.184	0.677	0.562
4.5	5	0.087	0.858	8.708	0.527	0.614
2.3	3	0.052	0.514	2.275	0.138	0.268
2.1	2	0.035	0.343	1.896	0.115	0.335
4	4	0.070	0.686	6.880	0.416	0.607
3	3	0.052	0.514	3.870	0.234	0.455
2.7	3	0.052	0.514	3.135	0.190	0.369
3	3	0.052	0.514	3.870	0.234	0.455
3.4	3	0.052	0.514	4.971	0.301	0.585
4.3	4	0.070	0.686	7.951	0.481	0.701
3.6	4	0.070	0.686	5.573	0.337	0.491
2.5	3	0.052	0.514	2.688	0.163	0.316
3	3	0.052	0.514	3.870	0.234	0.455
4.8	6	0.105	1.031	9.907	0.599	0.581
5	8	0.141	1.379	10.750	0.650	0.472
Экспериментально выведенный аэродинамический коэффициент						0.490

С учетом поправочного коэффициента:

$$C = \frac{0.49}{1.2} = 0.409.$$

Выводы. В ходе исследования была разработана и изготовлена мобильная установка для экспериментального определения ветровой нагрузки на фрагменты объектов различных, в том числе не предусмотренных нормами, форм. Разработанными методами обработки полученных результатов был найден аэродинамический коэффициент для макета башни, образованной по схеме В.Г. Шухова.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. – Введ. 2017-06-04. М.: Стандартинформ, 2019. С. 14-20.
2. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчётные методы сооружений и возможность их анализа. Изд 2-е, перераб. и доп. Киев: Издательство «Сталь», 2002. С. 8-11.
3. Советников Д.О., Виденков Н.В., Трубина Д.А. Легкие стальные тонкостенные конструкции в многоэтажном строительстве. СПб: ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», 2015. С. 154-160.
4. Айрапетов А.Б., Вышинский В.В., Катунин А.В. Расчётные и экспериментальные исследования обтекания высотных зданий и сооружений атмосферным ветром в условиях городской застройки // Труды МФТИ. М., 2017. С. 5.

References

1. Set of rules 20.13330.2016. Loads and impacts. Introduction. 2017-06-04. M.: Standartinform, 2019. Pp. 14-20.
2. Perelmuter A.V., Slivker V.I. Calculation methods of structures and the possibility of their analysis. 2nd edition, rev. and add. Kiev. Steel publishing house, 2002. Pp. 8-11.
3. Counselors D.O., Videnkov N.V., Trubina D.A. Lightweight steel thin-walled structures in multi-storey construction. St. Petersburg: Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, 2015. Pp. 154-160.
4. Airapetov A.B., Vyshinsky V.V., Katunin A.V. Computational and experimental studies of atmospheric wind flow around high-rise buildings and structures in urban conditions. Proceedings of MIPT. M., 2017. P. 5.

METHODOLOGY FOR EXPERIMENTAL DETERMINATION OF WIND LOAD ON OBJECTS OF COMPLEX SHAPES

S. V. Efrushin¹, A. R. Efanov²

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

¹ PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(910)341-52-66, e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

² Graduate Student of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(903)655-55-00, e-mail: misterefanov@gmail.com

Problem statement. To create a mobile installation for the experimental determination of the wind load on fragments of objects of various shapes, including those not provided for by the norms. To work out the obtained technique on the model of the tower formed according to the scheme of V.G. Shukhov with elements of light steel thin-walled structures.

Results. A setup has been created for the experimental determination of wind load on fragments of objects of various shapes. The principle of operation of the installation and the method for finding the aerodynamic coefficient of structures are described. The correction factor is derived. Tests were carried out on a model of the tower according to V.G. Shukhov and found its aerodynamic coefficient.

Conclusions. In the course of the study, a mobile installation was developed and manufactured for the experimental determination of the wind load on fragments of objects of various, including those not provided for by the norms, complex shapes. Methods for processing the obtained results were developed and the aerodynamic coefficient was found for the model of the tower, formed according to V.G. Shukhov scheme.

Keywords: lattice tower, method of experiment in field conditions, modeling of flow around buildings and structures, aerodynamic coefficient.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ КОЛЕБАНИЙ НАТУРНОЙ МОДЕЛИ УПРУГО-ОПЕРТОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ С ОГРАНИЧИТЕЛЯМИ ХОДА

С. Ю. Гриднев¹, И. В. Раводин²

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

¹Д-р техн. наук, профессор кафедры строительной механики, тел.: +7(910)346-60-19,
e-mail: gridnev_s_y@rambler.ru

² Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(908)130-85-13, e-mail: iravodin@yandex.ru

Описывается экспериментальная установка, разработанная и изготовленная авторами для проведения исследований по изучению особенностей динамического поведения упруго-опертых балочных систем с ограничителями хода. Приводится программа проведения двух этапов испытаний. На первом этапе осуществляется регистрация частот свободных и вынужденных колебаний упруго-опертой балки, на втором – анализируется поведение балки при подвижной нагрузке в широком диапазоне варьируемых параметров. Приводятся основные положения методики определения прогибов балки с помощью оптического измерителя. Исследуется возможность использования индуктивных датчиков для определения частот свободных и вынужденных колебаний. Исследуются графики колебаний характерных сечений балки, полученные с помощью оптического способа определения перемещений. Выполняется анализ измеренных и расчетных значений частот колебаний для определения границ использования контрольно-измерительного оборудования. Подтверждается соответствие параметров расчетной модели сравнением с экспериментальными результатами.

Ключевые слова: экспериментальная установка, упруго-опертая балка, подвижная нагрузка, вынужденные колебания, динамические испытания.

Введение

Наиболее эффективным способом верификации результатов теоретических исследований, направленных на изучение и развитие методов расчета строительных конструкций, является эксперимент. Полученные в ходе эксперимента на натурной или масштабной модели данные позволяют проверить достоверность расчетных схем и теоретических методов расчета, проанализировать особенности поведения исследуемой конструкции под нагрузкой. При проведении сравнительных расчетов важно, чтобы принятые нагрузки соответствовали испытательным, а геометрические размеры элементов и характеристики материала – действительным.

Опытные данные широко используются для определения динамического воздействия подвижной нагрузки на транспортные сооружения. Основные положения, измерительные устройства, а также этапы испытаний мостов на действие статических и динамических нагрузок описаны в [1]. В статье [2] приводятся результаты эксперимента, выполненного для изучения сдвиговых и вертикальных деформаций РМОЧ сталежелезобетонного моста. Определение динамических перемещений опор и прогибов выполняется оптическим прибором, дополненным разработанной авторами программой по обработке изображений. В работе [3] для выявления особенностей динамического поведения автодорожного моста после длительного срока эксплуатации проводятся натурные испытания с применением современной тензометрической аппаратуры. В статье отмечается важность проведения эксперимен-

тальных исследований для анализа НДС пролетных строений с дефектами и конструктивными особенностями. В [4] описывается разработка конечно-элементной модели трехосного грузовика EQ3166 в программе LS-Dyna. Достоверность численной модели транспортного средства проверяется в результате проведения серии натуральных испытаний, в ходе которых определяются динамические параметры реального автомобиля. В работе [5] для отработки и тестирования предложенных численных моделей балочного моста и транспортного средства создана натурная модель эксплуатируемого пролетного строения в геометрическом масштабе 1 к 10. Полученные в конечно-элементной программе Ansys результаты динамического анализа хорошо согласуются с результатами экспериментов. Верифицированные в [4] и [5] подходы моделирования транспортных средств и сооружений используются для исследования особенности динамического поведения понтонных мостов военного назначения [6]. Благодаря распространению электронных гаджетов с возможностью фото- и видеозаписи в высоком разрешении становятся доступны новые возможности в экспериментальном анализе строительных конструкций. Так, в статье [7] для определения перемещений пролётных строений или их частей предлагается использовать смартфон с предустановленной программой D-Viewer. Алгоритм программы основан на отслеживании перемещений светового пятна на проекционном экране от лазера, закреплённого на исследуемом объекте. С целью проверки предложенной методики авторами проводятся измерения прогибов балок уменьшенной копии подвесного моста с помощью смартфонов iPhone 6 и iPhone 6 Plus, а также классических стрелочных индикаторов.

Ранее проводимые авторами численные исследования конструктивно-нелинейных колебаний упруго-опертых балок при действии подвижной нагрузки опубликованы в работах [8- 11]. В статье [12] описаны результаты натурального эксперимента по определению спектра собственных частот колебаний упруго-опертой динамической системы. Измерения выполняются с помощью оптического способа, а также индуктивных датчиков. Полученные опытные данные сравниваются с результатами модального анализа конечно-элементной модели упруго-опертой балки, выполненного в программе Midas NFX.

Целью проведения описанных в работе экспериментов является получение обширного и достоверного эмпирического материала для проведения дальнейших исследований по верификации методов расчета упруго-опертых балок с ограничительными опорами при движущейся нагрузке. Проведены лабораторные испытания с использованием накопленного опыта и технических возможностей кафедрой строительной механики ВГТУ при обследовании транспортных сооружений. Опытные данные, полученные для экспериментальной установки, обладают достаточной достоверностью, так как позволяют многократно повторить расчётную ситуацию.

Описание экспериментальной установки

При разработке и изготовлении экспериментальной установки для анализа колебаний упруго-опертых динамических систем использовались следующие основные положения:

- вариативность параметров исследуемой динамической системы, возможность устройства дополнительных упругих и ограничительных опор;
- удобство управления движением тележки, наличие нескольких скоростных режимов;
- возможность транспортировки установки;
- жесткость опорной конструкции, виброизоляция контрольно-измерительного оборудования;
- надежность работы, долговечность узлов и деталей;
- соответствие требованиям технической эстетики, эргономики и техники безопасности;
- использование минимальной номенклатуры материалов, подшипников в целях облегчения освоения серийного производства;

- экономичность;
- наличие резервов дальнейшего совершенствования параметров и конструктивного устройства по мере появления новых комплектующих изделий.

В качестве основного критерия при разработке экспериментальной установки принята высокая степень универсальности, позволяющая получать опытные данные для упруго-опертых динамических систем в широком диапазоне параметров. Проектирование экспериментальной установки выполнялось с учетом опыта разработки стендов для испытаний пролетных строений мостов [13, 14]. На первом этапе исследований была изготовлена установка для анализа свободных и вынужденных колебаний упруго-опертой балки при действии стационарной вибрационной нагрузки (рис. 1).

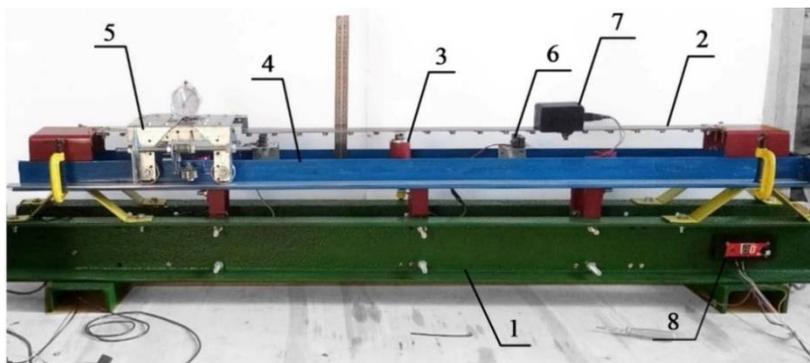


Рис. 1. Общий вид установки первого этапа исследований: 1 - станина; 2 - балка; 3 – упругая опора; 4 – направляющий профиль; 5 – тележка с микрометром; 6 – индуктивные датчики; 7 – мотор-эксцентрик; 8 – ШИМ-регулятор

Установка содержит станину 1, на которой размещаются опоры балки, выверочное устройство и измерительные приборы. Станина снабжена эстакадами, сопряженными с моделью динамической системы. Балка 2 выполнена из стального полированного профиля прямоугольного сечения и имеет возможность устройства ряда промежуточных ограничительных и упругих опор 3. По концам балка имеет одно шарнирно-подвижное и одно шарнирно-неподвижное закрепление. Профиль 4 служит направляющей для тележки с микрометром 5. Анализ частот колебаний балки выполняется с помощью индуктивных датчиков 6. Динамические прогибы балки определяются с помощью оптического способа контроля перемещений. Источником гармонической стационарной вынуждающей силы, действующей на балку, служит моторчик-эксцентрик 7. Частота вынуждающей силы регулируется с помощью одноканального ШИМ-контроллера мощности 8. На дисплее контроллера отображается процентное соотношение выходного эквивалентного напряжения к номинальному.

На втором этапе экспериментальных исследований установка была модернизирована для анализа колебаний упруго-опертых балок в случае действия подвижной нагрузки (рис. 2).



Рис. 2. Общий вид установки второго этапа исследований: 1 – подвижная тележка; 2 – электрический привод; 3 – ведомый шкив

Нагружающее устройство в виде тележки с упругими амортизаторами 1 приводится в движение электрическим приводом 2 с использованием ременной передачи. Скорость движения тележки может варьироваться в широком диапазоне в зависимости от диаметра выбранного шкива на приводном валу и диаметра ведомого шкива 3. Электрический привод имеет возможность реверсивного вращения, что позволяет исследовать колебания балки при движении нагрузки в обоих направлениях. Тележка начинает и заканчивает движения на сопрягающих эстакадах, благодаря чему обеспечивается постоянная скорость перемещения модели подвижной нагрузки по балке.

Одной из наиболее важных задач, поставленных при разработке испытательной установки, было создание универсальной физической модели инертной движущейся нагрузки. В рассматриваемых расчетных ситуациях движущаяся нагрузка представляется в виде динамической модели для анализа взаимодействия с несущими системами. Такая модель разработана с учетом известных динамических схем транспортных средств.

Планирование и ход эксперимента

Цель проведения испытаний состоит в том, чтобы накопить достаточное количество опытных данных и использовать их в дальнейшем для проверки достоверности теоретических методов расчета рассматриваемых систем. На разработанной авторами установке в лабораторных условиях реализуется ряд расчетных ситуаций. Те же самые расчетные ситуации моделируются численно в программных комплексах, после чего анализируется соответствие результатов теоретических расчетов эксперименту.

Входные параметры эксперимента, такие как сечение балки, жесткость упругих опор, количество и длина пролетов, величина зазора ограничителей хода, являются регистрируемыми и управляемыми, так как назначаются на этапе планирования. Для проведения динамических испытаний использовались балки из стали Ст3. В ходе проведения эксперимента оптическим способом определяются перемещения исследуемых сечений балки. Частоты колебаний динамической системы при свободных и вынужденных колебаниях регистрируются индуктивными датчиками. Испытания балки на динамическую нагрузку выполнялись в два этапа. На первом этапе ставилась задача: проанализировать спектр частот свободных и вынужденных колебаний упруго-опертой балки, на втором – исследовать поведение балки при действии движущейся нагрузки. Схема установки для первого этапа испытаний представлена на рис. 3.

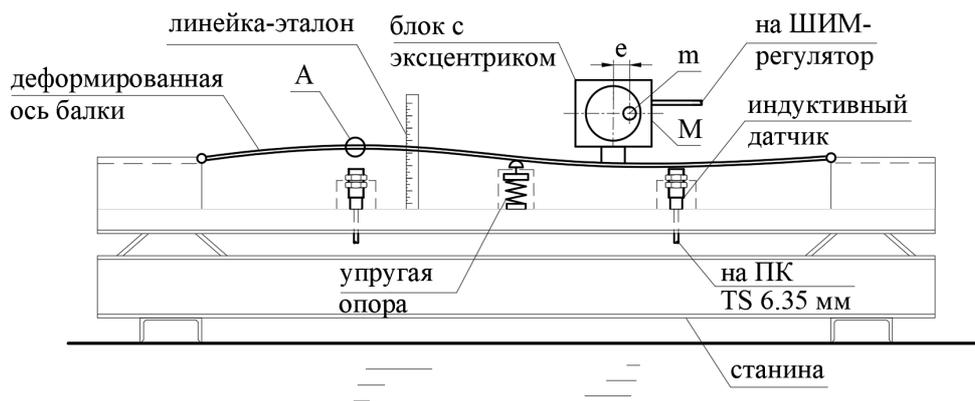


Рис. 3. Схема установки первого этапа испытаний

Перед проведением испытаний были определены входные данные эксперимента: начальное положение, параметры балки и нагрузки (табл. 1).

Таблица 1

Входные параметры первого этапа эксперимента

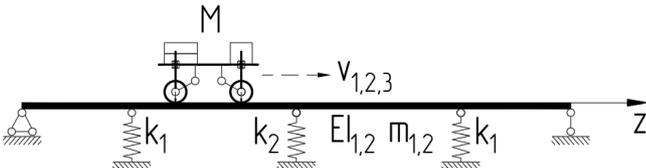
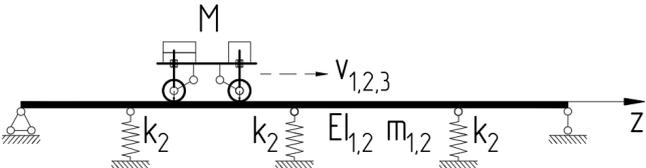
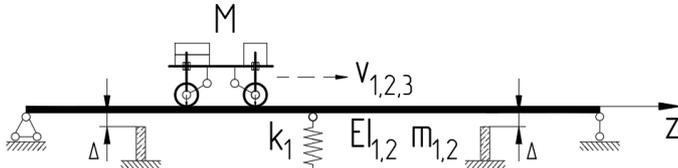
Параметры балки				Параметры нагрузки			
длина, мм	сечение, мм	масса, г	жесткость опоры, н/м	масса, г	неуравн. масса, г	е, мм	частота, Гц
1192	37,5×1,8	798	3120	155	11,5	7,1	8.3

На первом этапе динамических испытаний балка отклонялась в середине пролета от положения статического равновесия на величину z_0 , после чего происходили свободные затухающие колебания. Для анализа вынужденных колебаний использовался мотор-эксцентрик. После подачи питания на ШИМ-регулятор балка начинала колебаться под действием периодической возмущающей силы. С помощью цифровой видеокамеры выполнялась запись колебаний балки в исследуемом сечении «А». Одновременно с этим на ноутбук записывался сигнал с индуктивного датчика.

На втором этапе испытаний рассматривались три вариации экспериментальной модели упруго-опертой балки. Структура проведения опытов представлена в табл. 2.

Таблица 2

Структура проведения испытаний второго этапа

№ схемы	Схема экспериментальной модели	Тип сечения балки	Скорость движения
1		B ₁ B ₂	v ₁ v ₂ v ₃
2		B ₁ B ₂	v ₁ v ₂ v ₃
3		B ₁ B ₂	v ₁ v ₂ v ₃

Для каждой из трех экспериментальных моделей была проведена серия тестов, в которых варьировались жесткость балки и скорость подвижной нагрузки. Входные данные испытаний второго этапа представлены в табл. 3.

Таблица 3

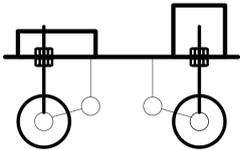
Входные параметры второго этапа эксперимента

Тип балки	Сечение балки $b \times h$, мм	Масса балки, г	Длина балки, мм	Координаты опор, мм			Жесткость связей, н/м		Скорость движения, м/с		
				x_1	x_2	x_3	k_1	k_2	v_1	v_2	v_3
B_1	$38,0 \times 2,0$	680	1200	176	603	997	17970	4350	0,07	0,38	0,45
B_2	$40,0 \times 4,0$	1505									

Параметры модели подвижной нагрузки представлены в табл. 4.

Таблица 4

Модель подвижной нагрузки

Тип модели нагрузки	Схема тележки	Масса тележки, кг	Нагрузка на заднюю ось, н	Нагрузка на переднюю ось, н	Расстояние между осями, мм
С жесткой подвеской		2,73	15,9	10,9	160

Испытания проводились в следующей последовательности: тележка начинала движение с левой сопрягающей эстакады, проезжала по упруго-опертой балке, а затем останавливалась. В то время как одна видеочамера записывала общий вид, другая – снимала интересный участок балки вблизи опоры крупным планом. Полученные результаты записывались в памяти устройств для дальнейшей обработки и анализа результатов.

Оптический способ определения перемещений

Идея способа состоит в том, чтобы определить перемещения исследуемой точки в плоскости изображения в результате обработки серии снимков объекта. Построение графика изменения координат точки выполняется путем сравнения нового изображения с эталонным с помощью корреляционной функции. Ордината графика показывает, на сколько пикселей сместилась точка на обрабатываемом фрагменте изображения от своего первоначального состояния. Чтобы установить масштаб изображения и перейти от координат к перемещениям, используется линейка-эталон равноудаленная от камеры наряду с расчетными точками системы.

Как следует из определения, точность оптического способа измерения перемещений напрямую зависит от качества изображения. В ходе экспериментов использовалась видеочамера цифрового устройства с разрешающей способностью 4К. На рис. 4 представлен принципиальный подход оптического измерения перемещений.

По рис. 4 а можно определить, что балка под нагрузкой отклонилась от первоначального положения на 21 пиксель. Как показано на рис. 4 б, один пиксель изображения соответствует расстоянию в плоскости линейки-эталона равному 0,2 мм. Таким образом, перемещение балки под нагрузкой составило $4,2 \pm 0,1$ мм.

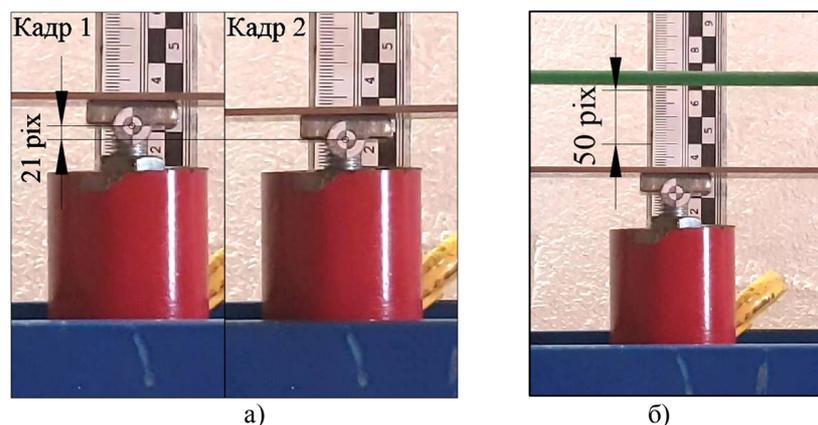


Рис. 4. Оптический способ измерения: а – изменение координат точки; б – определение масштабного коэффициента

Для определения динамических перемещений балки использовалась видеокамера с частотой съемки 30 кадров в секунду. Как следует из теоремы Котельникова, в области обработки сигнала максимальная частота колебаний динамической системы, для которой может быть построен без искажений график перемещения точки, не должна превышать половину частоты дискретизации или 15 Гц. Это ограничение учитывалось при построении и анализе экспериментальных моделей упруго-опертых балок.

Использование индуктивных датчиков для построения спектра частот колебаний динамических систем

Принцип работы индуктивных датчиков основан на изменении параметров магнитного поля, создаваемого постоянным магнитом при внесении в активную зону металлического объекта. Катушка индуктивности стремится сохранить свой магнитный поток неизменным, поэтому при колебаниях намагниченной балки в катушке возникает ток, приводящий к появлению напряжения на её концах. Величина выходного сигнала пропорциональна скорости колебаний балки. Фото индуктивного датчика представлено на рис. 5.

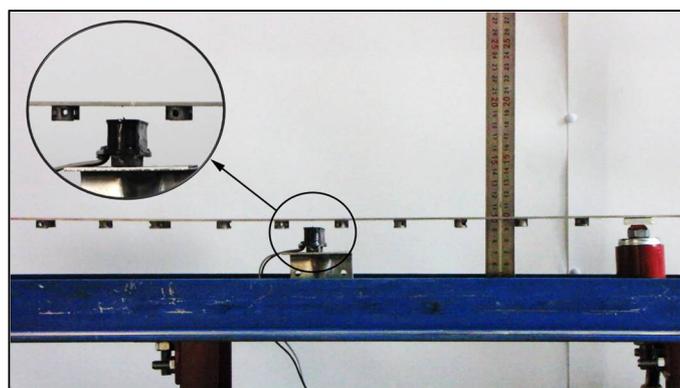


Рис. 5. Индуктивный датчик

Выводы с датчиков соединены с разъёмом TRS 6,35 мм для передачи аналогового аудиосигнала. Запись выполнялась в формате WAV с двумя каналами с частотой дискретизации 44100 Гц. Для получения спектра собственных частот в программе «Audacity» выполнялось быстрое преобразование Фурье для сигнала, полученного при записи свободных колебаний балки.

Следует заметить, что индуктивные датчики затруднительно использовать для определения скорости и амплитуды колебания балки, так как с увеличением частоты вибраций возрастает и величина напряжения. В результате соотношение гармоник в выходном сигнале

будет отличаться от реального. Однако индуктивные датчики могут быть успешно использованы для определения частот как свободных, так и вынужденных колебаний динамических систем.

Анализ результатов экспериментов

В ходе проведения экспериментов с помощью оптического способа были построены графики перемещений характерных сечений балки во времени. На рис. 6 приведен график вертикальных перемещений сечения балки «А» (рис. 4) в случае свободных колебаний.

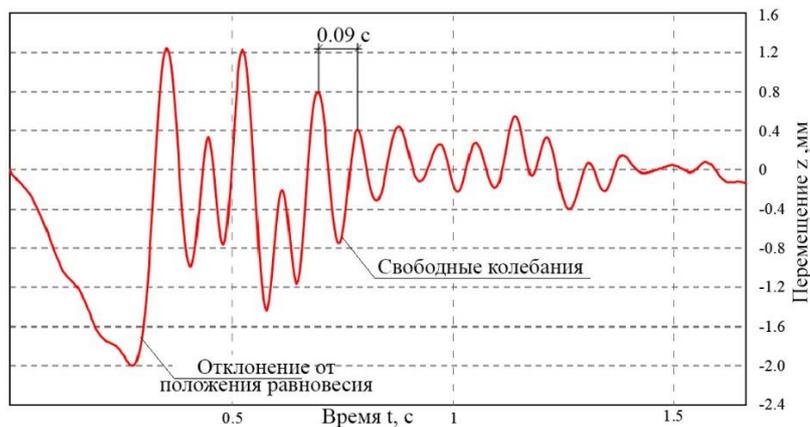


Рис. 6. Свободные колебания балки

График на рис. 6 позволяет установить, что основная частота колебаний системы составляет 11 Гц. Частоты высших гармоник по графику определить невозможно вследствие ограничений, вызванных дискретизацией данных при видеосъемке. В дальнейших испытаниях диапазон анализируемых частот предполагается расширить за счет применения видеокамеры с частотой съемки 60/120 кадров в секунду.

На рис. 7 изображен график вертикальных перемещений сечения «А» при вынужденных колебаниях, вызванных действием стационарной гармонической силы. Параметры вибрационной нагрузки приведены в табл. 1.

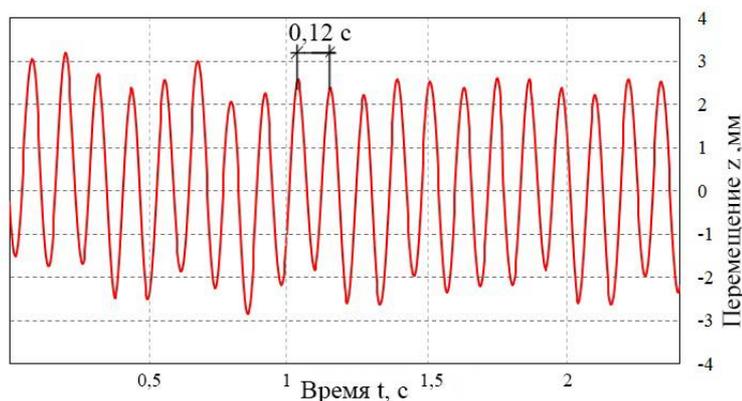


Рис. 7. Вынужденные колебания балки

Как видно на графике, колебания динамической системы происходят с частотой периодической вынуждающей силы равной 8,3 Гц. Максимальная амплитуда колебаний балки в рассматриваемом сечении составила 2,8 мм. В ходе эксперимента было замечено, что характер колебаний балки в значительной степени зависит от скорости вращения ротора. При приближении частоты вынужденных колебаний к частоте собственных колебаний динамической системы равной 11 Гц, происходило резкое возрастание амплитуды.

Для получения спектра частот высших гармоник упруго-опертой балки использовались индуктивные датчики. На рис. 8 а представлен график спектра свободных, а на рис. 8 б – вынужденных колебаний динамической системы. Графики были получены в результате анализа записанного сигнала с индуктивного датчика с использованием быстрого преобразования Фурье.

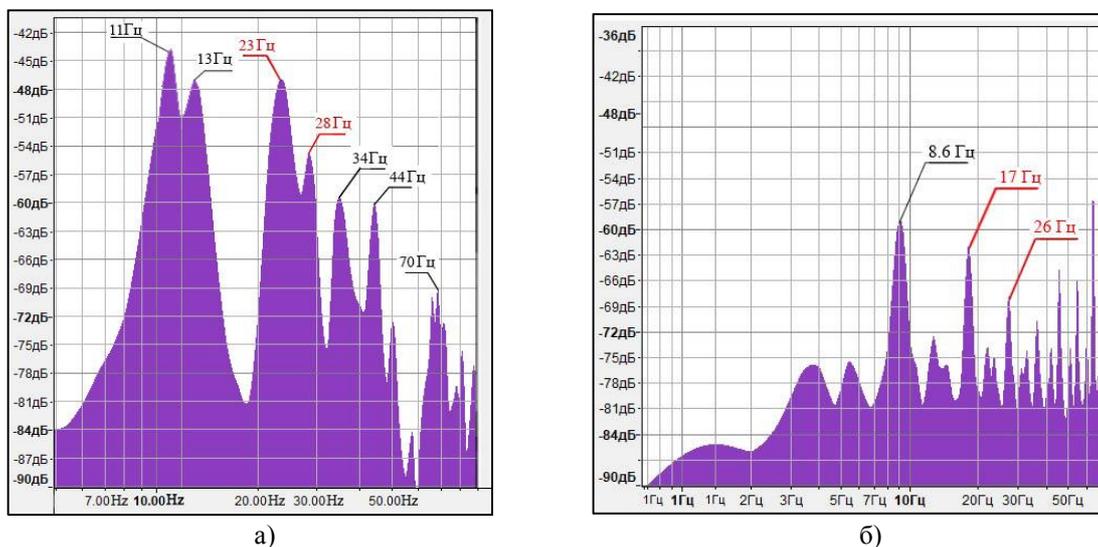


Рис. 8. График спектра: а – свободных колебаний; б – вынужденных колебаний

На графиках можно отметить несколько ярко выраженных пиков, которые соответствуют преобладающим гармоникам в обработанном сигнале. Полученные собственные частоты колебаний балки хорошо согласуются с результатами модального анализа, выполненного в конечно-элементном комплексе LS-Dyna. Результаты сравнения измеренных и теоретических значений приведены в табл. 5.

Таблица 5

Сравнение измеренных и теоретических частот

Метод	Частота свободных колебаний				
	форма 1	форма 2	форма 3	форма 4	форма 5
МКЭ	10,7 Гц	13,8 Гц	33,3 Гц	43,7 Гц	72,1 Гц
Эксперимент	11 Гц	13 Гц	34 Гц	44 Гц	70 Гц

На графике спектра вынужденных колебаний выделяется основная частота – 8,6 Гц. В полученном спектре, кроме сигнала на несущей частоте, присутствуют кратные гармоники 2-го и 3-го порядка (выделены красным), обусловленные нелинейностью среды.

Подробное сравнение теоретических и экспериментальных результатов анализа колебаний балки при воздействии подвижной нагрузки является целью следующего этапа исследований. Здесь ограничимся рассмотрением одной расчетной ситуации.

На рис. 9 представлен график колебаний сечения балки V_1 над центральной упругой опорой для расчетной схемы №1 при проезде модели транспортного средства со скоростью v_2 (см. планирование эксперимента). Здесь же изображены результаты численного расчета данной задачи, выполненного в конечно-элементном комплексе LS-Dyna с аналогичными параметрами нагрузки и балки.

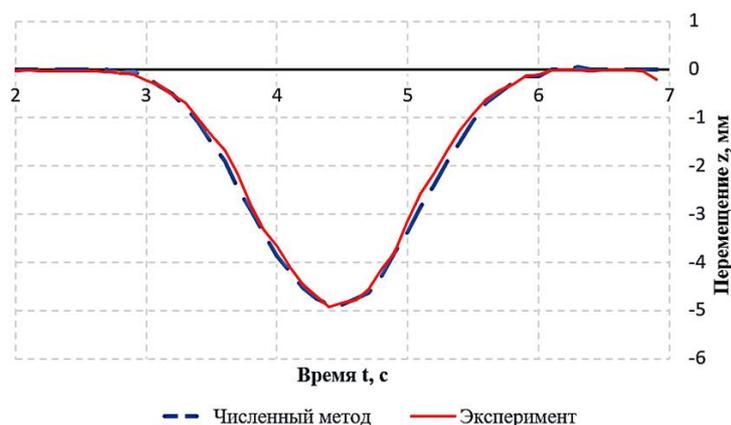


Рис. 9. Сравнение результатов

На рисунке видно, что графики колебаний рассмотренного сечения балки совпали. Разница в максимальной амплитуде колебаний не превышает 1%. Полученный результат свидетельствует о том, что жесткость упругих опор, скорость движения и параметры нагрузки в расчетной модели соответствуют параметрам экспериментальной установки.

Выводы

1. Разработанная экспериментальная установка позволяет реализовать в лабораторных условиях большое количество расчетных ситуаций с широким набором параметров упруго-опертой балки и движущейся нагрузки.
2. Результаты, полученные на экспериментальных моделях с помощью современных средств измерения, обладают достоверностью и дают возможность оценки точности теоретических методов расчета.
3. Проведение серии испытаний по анализу свободных и вынужденных колебаний позволило установить границы применимости оптического способа определения перемещений. Экспериментальным путем исследована возможность использования индуктивных датчиков для построения спектра частот колебаний динамических систем.

Заключение

Универсальность конструкции испытательной установки позволит анализировать поведение эксплуатируемой транспортной несущей системы при загрузке статической или динамической нагрузкой экспериментальным способом.

Библиографический список

1. Содержание и реконструкция железнодорожных мостов / В.О. Осипов, Ю.Г. Козьмин, В.С. Анциперовский, А.А. Кирста. М.: Транспорт, 1986. 327 с.
2. Гриднев С.Ю., Волков В.В., Будковой А.Н. Натурные измерения колебаний упруго опертого сталежелезобетонного моста при движении по нему автомобиля в режиме торможения // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура. 2010. Вып. № 1 (17). С. 112-120.
3. Исследование динамической работы автодорожного металлического неразрезного моста под временной нагрузкой / В.В. Марочка, П.А. Пшинько, И.В. Клименко, С.М. Загорулько // Мосты и тоннели: теория, исследования, практика. 2013. Вып. № 4. С. 42-51.
4. Gui Shuirong, Wan Shui, Chen Shuisheng. Design and Manufacture of Scale-Model System of Highway Bridge Subjected to a Running Vehicle // International Conference on Automatic Control and Information Engineering. 2016. Pp. 116-122.

5. Research on Models of a Highway Bridge Subjected to a Moving Vehicle Based on the LS-DYNA Simulator / Gui Shuirong, Liu Lv, Chen Shuisheng, Zhao Hui // Journal of Highway and Transportation Research and Development. 2014. Vol. 8 P. 76-82.
6. Huan-huan Wang, Xianlong Jin. Dynamic analysis of maritime gasbag-type floating bridge subjected to moving loads // International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering. 2015. Vol. 8. Pp. 137-152.
7. Laboratory Research on Distributed Displacement Response Investigation Technique for Bridge Structure Using Smartphones / X. Zhao, Q. Zhao, Y. Yu, Y. Chen and others // Journal of Performance of Constructed Facilities. 2017. Vol. 31(4). 13 p.
8. Моделирование колебаний упруго опертой динамической системы с ограничителями хода / С.Ю. Гриднев, Ю.И. Скалько, И.В. Раводин, В.В. Янаева // Строительная механика и конструкции. 2017. Вып. № 1(14). С. 108-117.
9. Simulation of vibrations of a continuously elastic supported rod with varying boundary conditions under the action of a movable load / S. Gridnev, Yu. Skalko, I. Ravodin, V. Yanaeva // XXVII R-S-P Seminar 2018, Theoretical Foundation of Civil Engineering. Rostov-on-Don, 2018. 8 p.
10. Gridnev S., Ravodin I. Finite element modeling of a moving load using contact conditions // XXVII R-S-P Seminar 2018, Theoretical Foundation of Civil Engineering. Rostov-on-Don, 2018. 8 p.
11. Gridnev S., Scalko Yu., Ravodin I. Development of a Model to Moving Load For Analyzing Oscillations of a Bearing System with Elastic Constraints in the Finite Element Complex Midas NFX // Mechanika 2019: Proceedings of the 24th International Scientific Conference, Kaunas: Kaunas University of Technology, 2019. Pp. 126-131.
12. Gridnev S. Determination of dynamic parameters of the elastically supported beam system model by optical and numerical methods / S. Gridnev, I. Ravodin, V. Volkov // XXIX R-P-S Seminar 2020, Theoretical Foundation of Civil Engineering Wrocław, Poland, 2020. 10 p.
13. А.с. 864129 СССР, М. Кл. G 01 N 33/42, 1975. Стенд для испытаний пролетных строений мостов / А.У. Горохов, П.П. Ефимов (СССР). – № 2858697/23-33; заявлено 26.12.79; Опубл. 15.09.81, Бюл. 34.
14. Безухов К.И. Испытание строительных конструкций и сооружений. М.: Стройиздат, 1954. 508 с.

References

1. Osipov V.O., Kozmin Yu.G., Antsiperovsky V.S., Kirsta A.A. Maintenance and reconstruction of railway bridges. Moscow: Transport, 1986. 327 p.
2. Gridnev S.Yu., Volkov V.V., Budkova A.N. Full-scale measurements of vibrations of an elastically supported steel-reinforced concrete bridge when a car moves along it in braking mode. Scientific Bulletin of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Ser. Construction and architecture. Issue. No. 1(17). 2010. Pp. 112-120.
3. Marochka V.V., Pshinko P.A., Klimenko I.V., Zagorulko S.M. Investigation of the dynamic operation of a road metal continuous bridge under temporary load. Bridges and Tunnels: Theory, Research, Practice. No. 4. 2013. Pp. 42-51.
4. Gui Shuirong, Wan Shui, Chen Shuisheng. Design and manufacture of scale-model system of highway bridge subjected to a running vehicle. International Conference on Automatic Control and Information Engineering. 2016. Pp. 116-122.
5. Gui Shuirong, Liu Lv, Chen Shuisheng, Zhao Hui. Research on models of a highway bridge subjected to a moving vehicle based on the LS-DYNA simulator. Journal of Highway and Transportation Research and Development. Vol. 8. 2014. Pp. 76-82.

6. Huan-huan Wang, Xianlong Jin. Dynamic analysis of maritime gasbag-type floating bridge subjected to moving loads. *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*. Vol. 8. 2015. Pp. 137-152.
7. Zhao X., Zhao Q., Yu Y., Chen Y. Laboratory research on distributed displacement response investigation technique for bridge structure using smartphones. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. Vol. 31(4). 2017. 13 p.
8. Gridnev S.Yu., Skalko Yu.I., Ravodin I.V., Yanaeva V.V. Modeling of vibrations of an elastically supported dynamic system with travel stops. *Building Mechanics and Structures*. No. 1(14). 2017. Pp. 108-117.
9. Gridnev S., Skalko Yu., Ravodin I., Yanaeva V. Simulation of vibrations of a continuously elastic supported rod with varying boundary conditions under the action of a movable load. XXVII R-S-P Seminar 2018, Theoretical Foundation of Civil Engineering. Rostov-on-Don, 2018. 8 p.
10. Gridnev S., Ravodin I. Finite element modeling of a moving load using contact conditions. XXVII R-S-P Seminar 2018, Theoretical Foundation of Civil Engineering. Rostov-on-Don, 2018. 8 p.
11. Gridnev S., Scalko Yu., Ravodin I. Development of a model to moving load for analyzing oscillations of a bearing system with elastic constraints in the finite element complex Midas NFX. *Mechanika 2019: Proceedings of the 24th International Scientific Conference*, Kaunas: Kaunas University of Technology, 2019. Pp. 126-131.
12. Gridnev S., Ravodin I., Volkov V. Determination of dynamic parameters of the elastically supported beam system model by optical and numerical methods. XXIX RPS Seminar 2020, Theoretical Foundation of Civil Engineering Wroclaw, Poland, 2020. 10 p.
13. Gorokhov A.U., Efimov P.P. A.S. 864129 USSR, M. Cl. G 01 N 33/42, 1975. Stand for testing bridge spans. (USSR). No. 2858697/23-33; declared 12.26.1979; Publ. 09.15.81, Bul. 34.
14. Bezukhov K.I. Testing of building structures and structures. Moscow: Stroyizdat, 1954. 508 p.

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF VIBRATIONS OF AN ELASTIC-SUPPORTED DYNAMIC SYSTEM WITH MOVEMENT LIMITERS

S. Y. Gridnev¹, I. V. Ravodin²

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

¹Dr. of Technical Sciences, Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(910)346-60-19, e-mail: gridnev_s_y@rambler.ru

²Graduate Student of the Department of Structural Mechanics; Tel.: +7(908)130-85-13, e-mail: iravodin@yandex.ru

An experimental facility developed and manufactured by the authors for conducting research on the features of the dynamic behavior of elastic-supported beam systems with restrictive supports is described. The program of carrying out two stages of tests is given. At the first stage, the frequencies of free and forced vibrations of the elastic-supported beam are recorded, at the second stage, the behavior of the beam under a moving load is analyzed in a wide range of variable parameters. The basic provisions of the method for determining the deflections of a beam using an optical meter are given. The possibility of using inductive sensors to determine the frequencies of free and forced oscillations is investigated. The graphs of the oscillations of the characteristic cross-sections of the beam obtained using the optical method of determining the displacements are studied. The measured and calculated values of the oscillation frequencies are analyzed to determine the limits of the use of control and measuring equipment. The correspondence of the parameters of the calculated model with the experimental results is confirmed.

Keywords: experimental facility, elastic-supported beam, moving load, forced vibrations, dynamic tests.

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 «Библиографическая ссылка. Общие требования и правила составления». Самоцитирование не более 30 %.
7. Для публикации статьи необходимо выслать на почтовый адрес редакции внешнюю рецензию. Обращаем внимание авторов на то, что наличие внешней рецензии не отменяет внутреннего рецензирования и не является основанием для принятия решения о публикации.
8. Все представленные в редакцию материалы проверяются в программе «Антиплагиат». Автор несет ответственность за научное содержание статьи и гарантирует оригинальность представляемого материала.
9. Редакция имеет право производить сокращения и редакционные изменения текста рукописи.

ПО ВСЕМ ВОПРОСАМ,
СВЯЗАННЫМ С ПУБЛИКАЦИЕЙ СТАТЕЙ, ОБРАЩАТЬСЯ:

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