

ISSN 2219-1038 (print)
ISSN 2949-3757 (online)

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научный журнал

Выпуск № 3 (46)

- 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 – 2025

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.

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.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ ЖУРНАЛА:

Главный редактор: Сафронов В. С., д-р техн. наук, профессор,

Воронежский государственный технический университет

Зам. главного редактора: Козлов В. А., д-р физ.-мат. наук, доцент,

Воронежский государственный технический университет

Ответственный секретарь: Габриелян Г. Е., канд. техн. наук, доцент,

Воронежский государственный технический университет

Антонов В. М., канд. техн. наук, доц., Тамбовский государственный технический университет;

Беляева С. Ю., канд. техн. наук, доц., 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, доц., Воронежский государственный технический университет;

Зверев В. В., д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, Липецкий государственный технический университет;

Ефремов С. В., канд. техн. наук, доц., 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;

Коробко А. В., д-р техн. наук, проф., Орловский государственный университет им. И. С. Тургенева;

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;

Свентиков А. А., д-р техн. наук, доц., Воронежский 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

Дизайн обложки – А. Р. Ефанов. Фото на обложке Юлии Батуриной,
<https://www.shutterstock.com/ru/image-photo/bridge-form-horseshoe-on-sunsetsky-334037030>

Подписной индекс в Объединенном каталоге «Пресса России» – 66004

Оформить подписку можно на сайте <https://www.pressa-rf.ru>

Дата выхода в свет 31.10.2025. Усл. печ. л. 15,2. Формат 60×84/8. Тираж 29 экз. Заказ № 237.

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

Цена свободная

Адрес редакции и издателя: 394006, Воронежская обл., г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84
(строительный факультет, кафедра строительной механики),
тел.: +7(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

ISSN 2219-1038 (print)
ISSN 2949-3757(online)

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

Scientific Journal

Issue № 3 (46)

- 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

Voronezh – 2025

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.

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

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., Associate Prof.,

Voronezh State Technical University

Executive secretary: Gabrielyan G. E., PhD of Tech. Sc., Associate Prof.,

Voronezh State Technical University

Antonov V. M., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Tambov State Technical University;

Belyaeva S. Yu., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Voronezh State Technical University;

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., Associate Prof., Voronezh State Technical University;

Zverev V. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Corresponding Member of RAACS, 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;

Korobko A. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Orel State University named after I. S. Turgenev;

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;

Sventikov A. A., Dr. of Tech. Sc., Associate Prof., Voronezh 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

Cover design by A. R. Efanov. Cover photo by Yulia Baturina,

<https://www.shutterstock.com/ru/image-photo/bridge-form-horseshoe-on-sunsetsky-334037030>

Subscription index in the United catalogue «Press of Russia» – 66004

You can subscribe on the website www.press-rf.ru

Publication date 31.10.2025. Conventional printed sheets 15.2. Format 60×84/8. Numbers of copies 29. Order № 237.

Journal is registered by Federal Service for Supervision of Communications,

Information Technology and Mass Media (Roskomnadzor)

Registration certificate PI № FS 77 – 72895 dated 22.05.2018

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.: +7(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

ПРИКЛАДНЫЕ ЗАДАЧИ МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРУЕМОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА	7
<i>Осипова Е. И., Осипов С. А.</i>	
Численные результаты анализа вынужденных колебаний нелинейной пластинки в условиях внутреннего и внешнего резонансов	7
<i>Козлов В. А., Филоненко Г. Э.</i>	
Механические свойства изделий, формируемых методом селективной лазерной плавки	19
СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ	25
<i>Ефимчук А. В.</i>	
Аналитический вывод формулы первой частоты колебаний шарнирно-стержневой конструкции.....	25
<i>Селезнев К. К.</i>	
Формула первой частоты собственных колебаний плоской фермы с произвольным числом панелей.....	33
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ	41
<i>Шкода И. В., Ведяйкина О. И., Хазов П. А.</i>	
Колебания масштабных моделей подкрановых конструкций при различных направлениях динамического воздействия на основание	41
РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	52
<i>Мкртычев О. В., Лохова Е. М.</i>	
Оценка надёжности железобетонного каркаса с применением систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами с учетом изменчивости сейсмического воздействия	52
РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	62
<i>Зверев В. В., Маркеев В. С., Бессонов С. Н.</i>	
Влияние приведенной толщины верхнего пояса подкрановой балки на условную длину распределения нагрузки.....	62
<i>Варнавский В. С., Ненашев Д. С., Варнавская Е. В.</i>	
Расчётный анализ упругопластического деформирования плоского стального каркаса при сверхнормативной технологической нагрузке	74
РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ	88
<i>Белокопытов А. С., Уткин В. А., Матвеев С. А.</i>	
Экспериментальное исследование сталежелезобетонного консольно-балочного пролетного строения моста	88
<i>Белокопытов А. С., Уткин В. А., Матвеев С. А.</i>	
Исследование сталежелезобетонных консольно-балочных пролетных строений.....	104
РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	119
<i>Кондратьева Л. Н., Аввад Л.</i>	
Укрепление набухающих грунтов при строительстве фундаментов зданий и сооружений в геологических условиях Сирии.....	119
ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ СТАТЕЙ	131

CONTENTS

APPLIED PROBLEMS OF MECHANICS OF SOLID BODY UNDER DEFORMATION	7
<i>Osipova E. I., Osipov S. A.</i>	
Numerical Results of the Analysis of Forced Oscillations of a Nonlinear Plate Under Conditions of Internal and External Resonances	7
<i>Kozlov V. A., Filonenko G. E.</i>	
Mechanical Properties of Products Formed by Selective Laser Melting	19
STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS	25
<i>Efimchuk A. V.</i>	
Analytical Derivation of the Formula for the First Oscillation Frequency of a Swing-and-Pendant Structure	25
<i>Seleznev K. K.</i>	
Formula for the First Frequency of Natural Oscillations of a Planar Truss with an Arbitrary Number of Panels.....	33
PILOT AND FIELD OBSERVATIONS OF STRUCTURES AND MATERIALS	41
<i>Shkoda I. V., Vediaikina O. I., Khazov P. A.</i>	
Fluctuations of Scale Models of Crane Structures Under Different Directions of Dynamic Impact on the Foundation	41
CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES	52
<i>Mkrtichev O. V., Lokhova E. M.</i>	
Reliability Assessment of a Reinforced Concrete Frame Using Seismic Protection Systems in the Form of Units with Increased Dissipative Properties Taking into Account the Variability of Seismic Impact	52
CALCULATION AND DESIGN OF METAL STRUCTURES	62
<i>Zverev V. V., Markeev V. S., Bessonov S. N.</i>	
Influence of the Reduced Thickness of the Upper Chord of the Crane Beam on the Conditional Load Distribution Length	62
<i>Varnavsky V. S., Nenashev D. N., Varnavskaya E. V.</i>	
Computational Analysis of the Elastoplastic Deformation of a Flat Steel Frame Under Excessive Technological Load	74
CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES	88
<i>Belokopytov A. S., Utkin V. A., Matveev S. A.</i>	
Experimental Study of a Steel-Concrete Cantilever-Beam Bridge Span	88
<i>Belokopytov A. S., Utkin V. A., Matveev S. A.</i>	
Improvement of Steel-Reinforced Concrete Cantilever-Beam Span Structure of the Bridge	104
CALCULATION AND DESIGN OF BASES AND FOUNDATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES	119
<i>Kondratyeva L. N., Awwad L.</i>	
Improving of Swelling Soils During the Construction of Foundations of Buildings and Structures in the Geological Conditions of Syria	119
RULES OF PREPARATION OF ARTICLES	131

ПРИКЛАДНЫЕ ЗАДАЧИ МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРУЕМОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА

УДК 624.073:539.3

DOI 10.36622/2219-1038.2025.46.3.001

ЧИСЛЕННЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ АНАЛИЗА ВЫНУЖДЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ НЕЛИНЕЙНОЙ ПЛАСТИНКИ В УСЛОВИЯХ ВНУТРЕННЕГО И ВНЕШНЕГО РЕЗОНАНСОВ

Е. И. Осипова¹, С. А. Осипов²

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

¹ Канд. физ.-мат. наук, доц. кафедры строительной механики, тел.: 8(960)100-25-44, e-mail: eosipova@cchgeu.ru

² Ст. преп. кафедры строительной механики, тел.: 8(915)580-28-19, e-mail: sosipov@cchgeu.ru

Рассматривается задача нелинейных вынужденных колебаний пластинки, демпфирующие свойства которой описываются с помощью модели Кельвина – Фойгта с дробной производной, под действием сжимающей гармонической силы. Уравнения движения пластин представлены в виде системы пяти нелинейных дифференциальных уравнений относительно трех перемещений и двух углов поворота, учитывающих инерцию вращения и деформации сдвига. Решение уравнений выполняется с помощью метода многих временных масштабов. Изучаются колебания в условиях внутреннего комбинационно-разностного и внешнего резонансов, когда разность частот колебаний в плоскости пластинки равна удвоенной частоте колебаний из плоскости пластинки, та, в свою очередь, равна частоте вынужденных колебаний. Получены численные результаты зависимости амплитуд колебаний и перемещения точек пластины от времени для различного значения параметра дробности, начальных параметров, величины внешней силы, соотношения размеров пластинки.

Ключевые слова: нелинейная пластинка, модель Кельвина – Фойгта, дробная производная, вынужденные колебания, гармоническая сила, комбинационно-разностный резонанс, метод многих временных масштабов.

Введение. Исследование динамического поведения пластин и оболочек имеет большое значение при расчете конструкций. С появлением новых материалов, имеющих нелинейные свойства, это приобретает большую значимость. Классическая теория пластин и оболочек, основанная на гипотезах Кирхгофа – Лява, приводит к ряду противоречий и не соответствует экспериментальным данным, что подтолкнуло к развитию уточненных теорий расчета [1–3]. Демпфирующие силы обычно учитываются в соответствии с гипотезой Рэлея, что приводит к модальному затуханию [4], т. е. предполагается, что каждая мода колебаний обладает собственным коэффициентом затухания, который зависит от ее собственной частоты.

Особое внимание уделяется нелинейным свободным и вынужденным колебаниям упругих и вязкоупругих пластин и оболочек. Обзору по нелинейным колебаниям пластин и оболочек, построенных на основе различных теорий, посвящены работы [5–7].

Колебания систем могут сопровождаться явлением внутреннего резонанса, который приводит к взаимосвязи между соответствующими модами колебаний [8–11], происходит перекачка энергии из одной формы в другую. В [9] и [10] исследовался внутренний резонанс для нелинейных вертикальных колебаний прямоугольной пластины под действием гармонических сил, действующих в плоскости [9] и вне плоскости [9, 10] пластины. В [9] решалась система трех уравнений относительно перемещений, в [10] система из пяти уравнений, учитывающих

деформации сдвига. В работе [11] приведены экспериментальные результаты нелинейных колебаний пластин при внутреннем резонансе 1:2.

В [12–14] исследуются нелинейные колебания систем в условиях внутренних и внешних резонансов. В [12] авторами исследуются нелинейные динамические характеристики композитной конструкции крыла самолета, моделируемой геометрически нелинейной анизотропной тонкостенной балкой при наличии одновременных внутренних резонансов 1:2 и внешних резонансов 1:1. В модели учитывается деформация сдвига. Влияние взаимодействия между четырьмя соседними модами с одинаковой собственной частотой, приводящее к внутреннему резонансу 1:1:1:1, на нелинейные колебания цилиндрической оболочки под боковым давлением представлено в [14]. Модель построена с использованием нелинейной теории оболочек Доннелла.

В работе [15] внимание уделяется нелинейной динамике вблизи внутреннего резонанса усеченной конической оболочки из функционально-градиентного материала (FGM). Нелинейные уравнения получены на основе теории сдвиговой деформации и метода Галеркина. Решение уравнений выполняется с использованием метода многих масштабов в условиях внутреннего резонанса 1:1 и субгармонического резонанса 1/2.

В работах [16, 17] Россихиным и Шитиковой решена задача на нелинейные колебания вязкоупругой пластинки в условиях резонанса, когда одна частота колебаний в плоскости элемента равна (внутренний резонанс 1:1 [16]) или в два раза больше (внутренний резонанс 1:2 [17]) частоты колебаний из плоскости. При этом решалась система из трех нелинейных дифференциальных уравнений относительно трех взаимно ортогональных смещений.

Кроме резонансов, которые определяются кратным соотношением частот двух мод, особое внимание к изучению привлекает явление комбинационного резонанса, когда участвуют 3 и более мод. В таком случае происходит сочетание разных форм колебаний, например, изгибных и крутильных. Это приводит к обмену энергией между тремя и более подсистемами, что, в свою очередь, может привести к разрушению конструкции. Исследования в этом направлении были начаты Виттом и Гореликом [18], которые первыми проанализировали теоретически и экспериментально процесс перехода энергии от одной подсистемы к другой на примере простейшей механической системы. В [19] авторами исследовались такие комбинационные резонансы аддитивного и разностного типов. Поведение нелинейной цилиндрической оболочки под действием гармонической силы в условиях внутренних и внешнего резонансов исследовано авторами в [20].

Реологические свойства вязкоупругих пластин и оболочек в основном описываются с помощью классической модели Кельвина – Фойгта [8–10], согласно которой демпфирование определяется слагаемыми, пропорциональными производной первого порядка по времени от перемещений. Экспериментальные данные по исследованию колебаний подвесных мостов Винсент-Томас [21] и Золотые ворота [22] показали, что различные режимы колебаний обладают различными величинами коэффициентов демпфирования, притом с увеличением собственной частоты колебаний коэффициент демпфирования уменьшается. На основании этого было предложено использовать дробные производные для описания процессов внутреннего трения, происходящих в вязких комбинированных системах [23], что позволило получить результаты, соответствующие экспериментальным данным и показать взаимозависимость между коэффициентом демпфирования и собственной частотой.

Примеры применения дробного исчисления в построении модели Кельвина – Фойгта, Максвелла, стандартного линейного твердого тела для стержней, пластин и оболочек подробно изложено в обзорных статьях Россихина и Шитиковой [24, 25]. В [26] рассматривается динамическое поведение прямоугольных вязкоупругих пластин с дробным затуханием при низкоскоростном ударе массы.

В данной работе рассматриваются нелинейные вынужденные колебания вязкоупругой прямоугольной шарнирно опертой пластинки под действием сжимающей гармонической

силы, действующей вдоль одной из сторон, в условиях внутреннего комбинационного разностного и внешнего резонанса. Уравнения движения пластинки представлены пятью уравнениями относительно трех перемещений вдоль осей и двух углов поворота.

Постановка и решение задачи. В задаче рассматриваются нелинейные колебания шарнирно опертой прямоугольной в плане пластинки с учетом деформации сдвига и инерции вращения под действием равномерно распределенной гармонической силы вдоль сторон длиной a (рис. 1).

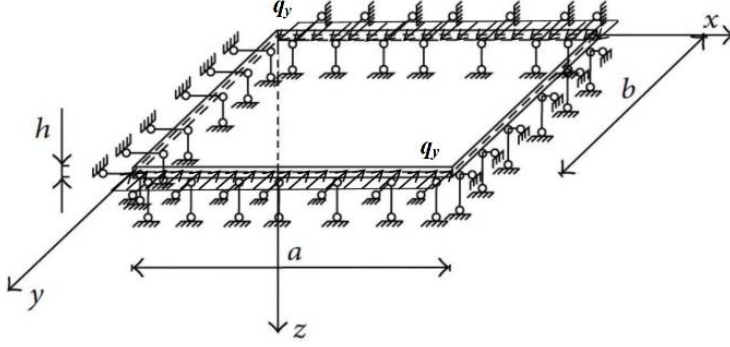


Рис. 1. Пластика

Уравнения движения свободных колебаний прямоугольной в плане пластинки представлены в [1]. В работе [27] уравнения обобщены с использованием модели Кельвина – Фойгта с дробной производной. В безразмерном виде уравнения имеют вид:

$$u_{,xx} + 0,5(1-\mu)\beta_1^2 u_{,yy} + 0,5(1+\mu)\beta_1 v_{,xy} + w_{,x} (w_{,xx} + 0,5(1-\mu)\beta_1^2 w_{,yy}) + 0,5(1+\mu)\beta_1^2 w_{,y} w_{,xy} = \ddot{u} + \chi_1 D^\gamma u, \quad (1)$$

$$\beta_1^2 v_{,yy} + 0,5(1-\mu)v_{,xx} + 0,5(1+\mu)\beta_1 u_{,xy} + \beta_1 w_{,y} (\beta_1^2 w_{,yy} + 0,5(1-\mu)w_{,xx}) + 0,5(1+\mu)\beta_1 w_{,x} w_{,xy} - q_y \cos \Omega_q t [H(x-x_{01}) - H(x-x_{02})] \times \\ \times [\delta(y-y_{01}) - \delta(y-y_{02})] = \ddot{v} + \chi_2 D^\gamma v, \quad (2)$$

$$0,5k^2(1-\mu)(w_{,xx} + \beta_1^2 w_{,yy} + \psi_{x,x} + \beta_1 \psi_{y,x}) + w_{,xx} (u_{,x} + \mu\beta_1 v_{,y}) + \beta_1^2 w_{,yy} (\mu u_{,x} + \beta_1 v_{,y}) + w_{,xy} (1-\mu)\beta_1 (u_{,y} \beta_1 + \mu v_{,x}) + w_{,x} (u_{,xx} + 0,5(1-\mu)\beta_1^2 u_{,xx} + 0,5(1+\mu)\beta_1 v_{,xy}) + \beta_1 w_{,y} (0,5(1-\mu)v_{,xx} + \beta_1^2 v_{,yy} + 0,5(1+\mu)\beta_1 u_{,xy}) = \ddot{w} + \chi_3 D^\gamma w, \quad (3)$$

$$\psi_{x,xx} + \frac{1-\mu}{2}\beta_1^2 \psi_{x,yy} + \frac{1+\mu}{2}\beta_1 \psi_{y,xy} - 6k^2 \frac{1-\mu}{\beta_2^2} (w_{,x} + \psi_{x,x}) = \ddot{\psi}_x + \chi_4 D^\gamma \psi_x, \quad (4)$$

$$\beta_1^2 \psi_{y,yy} + \frac{1-\mu}{2}\psi_{y,xx} + \frac{1+\mu}{2}\beta_1 \psi_{x,xy} - 6k^2 \frac{1-\mu}{\beta_2^2} (\beta_1 w_{,y} + \psi_{y,y}) = \ddot{\psi}_y + \chi_5 D^\gamma \psi_y, \quad (5)$$

где $u(x, y, t)$, $v(x, y, t)$ и $w(x, y, t)$ – перемещения точек, расположенных в срединной плоскости пластины в направлении осей x , y и z ; $\psi_x(x, y, t)$ и $\psi_y(x, y, t)$ – углы поворота нормали y срединной поверхности и в плоскости, касательной к линиям z и x ; k – коэффициент сдвига; μ – коэффициент Пуассона; h – толщина; t – безразмерное время; $\beta_1 = a/b$, $\beta_2 = h/a$ – параметры, определяющие размеры пластины; a и b – размеры пластины в направлениях осей

x и y ; q_y и Ω_q – амплитуда и частота внешней сжимающей гармонической силы, меньшей критического значения, равномерно распределенной вдоль сторон длиной a ; $\delta(y)$ – функция Дирака; $H(x)$ – функция Хевисайда; χ_i ($i=1,2,3,4,5$) – коэффициент демпфирования, точки обозначают производные по времени, а нижние индексы – производные по соответствующим координатам; D^γ – дробная производная Римана – Лиувилля порядка γ [28].

$$D^\gamma F = \frac{\partial}{\partial t} \int_0^t \frac{F(t-t') dt'}{\Gamma(1-\gamma) t'^\gamma}, \quad (6)$$

где $\Gamma(t)$ – гамма-функция.

Уравнения (1)–(5) удовлетворяют начальным и граничным условиям:

$$u|_{t=0} = \dot{u}|_{t=0} = 0, \quad v|_{t=0} = \dot{v}|_{t=0} = 0, \quad w|_{t=0} = \dot{w}|_{t=0} = 0, \quad (7)$$

$$\psi_x|_{t=0} = \dot{\psi}_x|_{t=0} = 0, \quad \psi_y|_{t=0} = \dot{\psi}_y|_{t=0} = 0,$$

$$w|_{x=0} = w|_{x=a} = 0, \quad u_{x=0} = u|_{x=a} = 0,$$

$$\left. \frac{\partial u}{\partial x} \right|_{x=0} = \left. \frac{\partial u}{\partial x} \right|_{x=a} = 0,$$

$$\left. \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right|_{x=0} = \left. \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right|_{x=a} = 0, \quad \left. \frac{\partial^2 \psi_x}{\partial x^2} \right|_{x=0} = \left. \frac{\partial^2 \psi_x}{\partial x^2} \right|_{x=a} = 0, \quad (8)$$

$$w|_{y=0} = w|_{y=b} = 0, \quad v|_{y=0} = v|_{y=b} = 0,$$

$$\left. \frac{\partial v}{\partial y} \right|_{y=0} = \left. \frac{\partial v}{\partial y} \right|_{y=b} = 0, \quad \left. \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right|_{y=0} = \left. \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right|_{y=b} = 0, \quad \left. \frac{\partial^2 \psi_y}{\partial y^2} \right|_{y=0} = \left. \frac{\partial^2 \psi_y}{\partial y^2} \right|_{y=b} = 0.$$

Функции перемещений точек пластинки, удовлетворяющие уравнениям (7)–(8), определяются в следующем виде:

$$u(x, y, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} x_{1mn}(t) \eta_{1mn}(x, y), \quad v(x, y, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} x_{2mn}(t) \eta_{2mn}(x, y),$$

$$w(x, y, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} x_{3mn}(t) \eta_{3mn}(x, y), \quad (9)$$

$$\psi_x(x, y, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} x_{4mn}(t) \eta_{4mn}(x, y), \quad \psi_y(x, y, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} x_{5mn}(t) \eta_{5mn}(x, y),$$

$$\eta_{1mn}(x, y) = \cos \pi m x \sin \pi n y, \quad \eta_{2mn}(x, y) = \sin \pi m x \cos \pi n y,$$

$$\eta_{3mn}(x, y) = \sin \pi m x \sin \pi n y, \quad (10)$$

$$\eta_{4mn}(x, y) = \cos \pi m x \sin \pi n y, \quad \eta_{5mn}(x, y) = \sin \pi m y \cos \pi n x.$$

где $x_{jmn}(t)$ ($j=1, 2, 3, 4, 5$) – обобщенные перемещения, соответствующие перемещениям в плоскости пластинки, ее прогибу и углам поворота; m и n – целые числа, соответствующие числу учитываемых мод колебаний.

Решение строится на основе метода, предложенного в работе [19]. В результате получаем нелинейные дифференциальные уравнения второго порядка относительно x_{jmn} ($j = 1, 2, 3, 4, 5$):

$$\ddot{x}_{1mn} + \chi_1 D^\gamma x_{1mn} + x_{1mn} S_{11mn} + x_{2mn} S_{12mn} = -F_{1mn}, \quad (11)$$

$$\ddot{x}_{2mn} + \chi_2 D^\gamma x_{2mn} + x_{1mn} S_{21mn} + x_{2mn} S_{22mn} - (4/\pi m) q_y \cos \Omega_q t = -F_{2mn}, \quad (12)$$

$$\ddot{x}_{3mn} + \chi_3 D^\gamma x_{3mn} + x_{3mn} S_{33mn} + x_{4mn} S_{34mn} + x_{5mn} S_{35mn} = -F_{3mn}, \quad (13)$$

$$\ddot{x}_{4mn} + \chi_4 D^\gamma x_{4mn} + x_{3mn} S_{43mn} + x_{4mn} S_{44mn} + x_{5mn} S_{45mn} = 0, \quad (14)$$

$$\ddot{x}_{5mn} + \chi_5 D^\gamma x_{5mn} + x_{3mn} S_{53mn} + x_{4mn} S_{54mn} + x_{5mn} S_{55mn} = 0, \quad (15)$$

где $S_{\alpha\beta}^{mn}$, $s_{\alpha\beta}^{mn}$ и F_{jmn} имеют вид, представленный в работе [27].

При решении использовались свойства функций:

$$\int_0^1 \delta(y - y_0) f(y) dy = f(y_0),$$

$$\int_0^x [H(x - x_{01}) - H(x - x_{02})] f(x) dx = \int_{x_{01}}^x f(x) dx - \int_{x_{02}}^x f(x) dx.$$

Матрицы $S_{\alpha\beta}^{mn}$, $s_{\alpha\beta}^{mn}$ и обобщенные перемещения $x_{\alpha mn}$, входящие в уравнения (11)–(15), представляем в виде разложения по собственным векторам [19].

После выполнения соответствующих математических процедур с учетом условий ортогональности собственных векторов вводим новые обобщенные перемещения $X_{jmn}(t)$ ($j = 1, 2, 3, 4, 5$) и получаем следующие уравнения:

$$\ddot{X}_{1mn} + \chi_1 D^\gamma X_{1mn} + \omega_{1mn}^2 X_{1mn} = -\sum_i^2 F_{1mn} L_{1mn}^I, \quad (16)$$

$$\ddot{X}_{2mn} + \chi_2 D^\gamma X_{2mn} + \omega_{2mn}^2 X_{2mn} - \bar{q} \cos \Omega_q t = -\sum_i^2 F_{2mn} L_{2mn}^{II}, \quad (17)$$

$$\ddot{X}_{3mn} + \chi_3 D^\gamma X_{3mn} + \omega_{3mn}^2 X_{3mn} = -F_{3mn} L_{3mn}^{III}, \quad (18)$$

$$\ddot{X}_{4mn} + \chi_4 D^\gamma X_{4mn} + \omega_{4mn}^2 X_{4mn} = 0, \quad \ddot{X}_{5mn} + \chi_5 D^\gamma X_{5mn} + \omega_{5mn}^2 X_{5mn} = 0, \quad (19)$$

где $\bar{q} = 4(\pi m)^{-1} q_y$.

Раскладывая искомое решение по собственным функциям, приходим к системе пяти нелинейных уравнений (индексы опущены для простоты изложения):

$$\ddot{X}_1 + \chi_1 D^\gamma X_1 + \omega_1^2 X_1 + \zeta_1 X_3^2 = 0, \quad (20)$$

$$\ddot{X}_2 + \chi_2 D^\gamma X_2 + \omega_2^2 X_2 + \zeta_2 X_3^2 - 4\bar{q} \cos \Omega_q t = 0, \quad (21)$$

$$\ddot{X}_3 + \chi_3 D^\gamma X_3 + X_3 (\zeta_{13} X_1 + \zeta_{23} X_2) = 0, \quad (22)$$

$$\ddot{X}_4 + \chi_4 D^\gamma X_4 + \omega_4^2 X_4 = 0, \quad \ddot{X}_5 + \chi_5 D^\gamma X_5 + \omega_5^2 X_5 = 0, \quad (23)$$

где $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_{13}, \zeta_{23}$ – коэффициенты, представленные в [27].

Систему уравнений (20)–(23) решаем методом многих временных масштабов [29]. Обобщенные перемещения раскладываем в ряд по малому параметру ε :

$$X_i(t) = \varepsilon X_{i1}(T_0, T_1, T_2 \dots) + \varepsilon^2 X_{i2}(T_0, T_1, T_2 \dots) + \varepsilon^3 X_{i3}(T_0, T_1, T_2 \dots) + \dots, \quad (24)$$

$$i = 1, 2, 3, 4, 5,$$

где $T_n = \varepsilon^n t$ – новые независимые переменные.

Уравнения (23) не связаны с другими уравнениями системы. В дальнейшем будем рассматривать решение первых трех уравнений (20)–(22). Амплитуду внешней силы и вязкость определяем соответственно: $\bar{q} = \varepsilon_i^{k+1} q$ и $\chi_i = \varepsilon_i^k \mu_i \tau_i^\gamma$.

Рассмотрим внутренний комбинационно-разностный резонанс в сочетании с внешним резонансом:

$$2\omega_3 = \omega_1 - \omega_2 + 2\varepsilon^2 \sigma \quad \text{и} \quad \Omega_q = \omega_2, \quad (25)$$

где σ – параметр расстройки.

Решение системы уравнений для случая с вязкостью порядка ε^2 при $k=2$ изложено в работе [30]. В результате получаем уравнения относительно обобщенных перемещений X_{13}, X_{23}, X_{33} . Функцию обобщенных перемещений представляем в комплексном виде. Устраняем вековые члены, для этого вводим замену $A_3(T_2) = A_3 \exp(-i\sigma T_2)$ [19], функцию $A_j(T_2)$ представляем в полярной форме: $A_j = a_j \exp(-i\varphi_j)$, ($j = 1, 2, 3$). В результате математических преобразований получаем систему уравнений относительно амплитуд a_i и фаз φ_i колебаний:

$$(a_1^2)^{\cdot} + s_1 a_1^2 = -2\omega_1^{-1} \zeta_1 k_6 a_1 a_2 a_3^2 \sin \delta, \quad (26)$$

$$(a_2^2)^{\cdot} + s_2 a_2^2 = 2\omega_2^{-1} \zeta_2 k_7 a_1 a_2 a_3^2 \sin \delta - 2q\omega_2^{-1} a_2 \sin \delta_q, \quad (27)$$

$$(a_3^2)^{\cdot} + s_3 a_3^2 = \omega_3^{-1} (\zeta_{13} k_6 + \zeta_{23} k_7) a_1 a_2 a_3^2 \sin \delta, \quad (28)$$

$$\dot{\varphi}_1 = 0,5\lambda_1 + \omega_1^{-1} \zeta_1 (k_5 + k_7) a_3^2 + \omega_1^{-1} \zeta_1 k_6 a_1^{-1} a_2 a_3^2 \cos \delta, \quad (29)$$

$$\dot{\varphi}_2 = 0,5\lambda_2 + \omega_2^{-1} \zeta_1 (k_6 + k_8) a_3^2 + \omega_2^{-1} \zeta_2 k_7 a_1 a_2^{-1} a_3^2 \cos \delta - q(\omega_2 a_2)^{-1} \cos \delta_q + \sigma, \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \dot{\varphi}_3 = & 0,5\lambda_3 + 0,5\omega_3^{-1} \zeta_{13} (k_5 + k_7) a_1^2 + 0,5\omega_3^{-1} \zeta_{23} (k_6 + k_8) a_2^2 + \\ & + 0,5\omega_3^{-1} [\zeta_{13} (k_1 + 2k_2) + \zeta_{23} (k_3 + 2k_4)] a_3^2 + 0,5\omega_3^{-1} (\zeta_{13} k_6 + \zeta_{23} k_7) a_1 a_2 \cos \delta, \end{aligned} \quad (31)$$

где точка обозначает дифференцирование по T_1 , $\delta_q = \varphi_2 - \sigma T_2$; $\delta = 2\varphi_3 - \varphi_1 + \varphi_2$ – разность фаз; $s_j = \mu_j \tau_j^\gamma \omega_j^{\gamma-1} \sin \psi$, $\lambda_j = \mu_j \tau_j^\gamma \omega_j^{\gamma-1} \cos \psi$, $\psi = 0,5\pi\gamma$ ($j = 1, 2, 3$).

Численные исследования. Численное решение уравнений проводится с помощью программного комплекса «Wolfram Mathematica». После того как определены амплитуды и фазы колебаний, строится решение для обобщенных перемещений:

$$X_j = 2a_j(\varepsilon t) \cos(\omega_j t + \varphi_j(\varepsilon t)), \quad (j=1, 2, 3). \quad (32)$$

Рассматривается поведение квадратной пластинки под действием сжимающей силы с разным параметром β_2 , определяющим толщину. Сравниваются зависимости амплитуд колебаний от времени и перемещений точек срединной поверхности от времени при изменении параметра дробности в условиях резонанса (25). Частоты колебаний приняты: для пластинки большей толщины $\omega_1 = 22,74$, $\omega_2 = \Omega_q = 17,58$, $\omega_3 = 5,87$; для тонкой $\omega_1 = 27,03$, $\omega_2 = \Omega_q = 15,41$, $\omega_3 = 5,85$. Результаты представлены на рис. 2 и 3 соответственно.

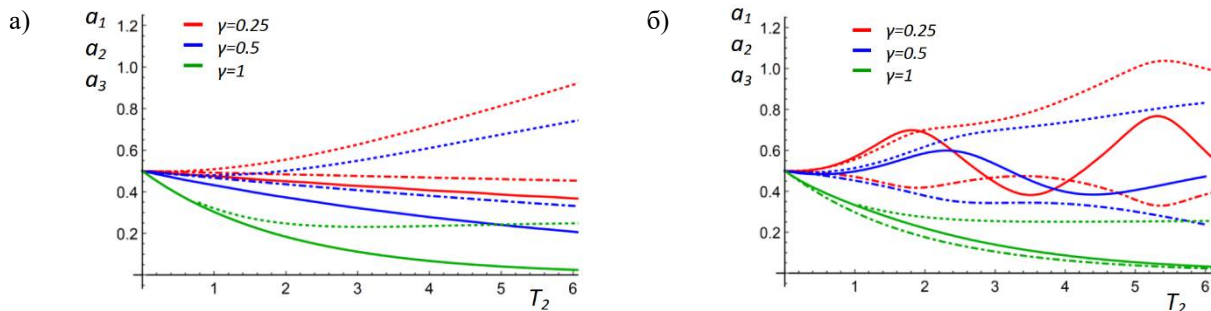


Рис. 2. Зависимость безразмерных амплитуд a_1 , a_2 и a_3 от безразмерного времени T_2

при $a_{10} = a_{20} = a_{30} = 0,5$ для $\beta_2 = 0,12$ (а) и $\beta_2 = 0,031$ (б) при $q = 2$:

сплошная линия – a_3 , пунктирная линия – a_2 , штрихпунктирная линия – a_1

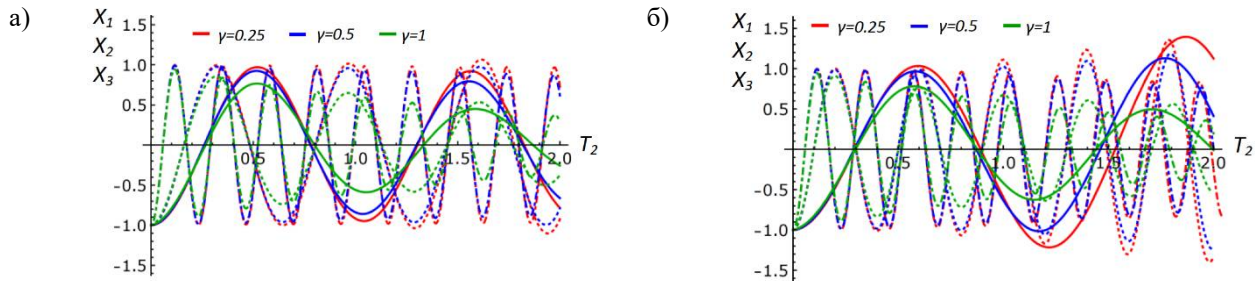


Рис. 3. Зависимость безразмерных перемещений X_1 , X_2 и X_3 от безразмерного времени T_2

при $a_{10} = a_{20} = a_{30} = 0,5$ для $\beta_2 = 0,12$ (а) и $\beta_2 = 0,031$ (б) при $q = 2$:

сплошная линия – X_3 , пунктирная линия – X_2 , штрихпунктирная линия – X_1

Из графиков видно, что в условиях сочетания внутреннего комбинационно-разностного и внешнего резонансов характер изменения амплитуд и перемещений точек с течением времени при уменьшении толщины пластины сильно меняется. Нестабильность затухающего процесса энергообмена у тонкой пластинки проявляется на раннем этапе. Также видно влияние параметра дробности на характер затухания.

На рис. 4 показана зависимость перемещений от времени при параметре дробности $\gamma = 0,5$ для пластинок разной толщины $\beta_2 = 0,1$ и $\beta_2 = 0,05$ при изменении соотношения размеров сторон в плане для условия (25), где соответствующие частоты для рисунков (а) и (б) одного порядка. Из графиков видно, что для более тонкой пластины увеличение длины стороны, вдоль которой приложена сила, оказывает большое влияние на изменение перемещения, соответствующего направлению действия силы.

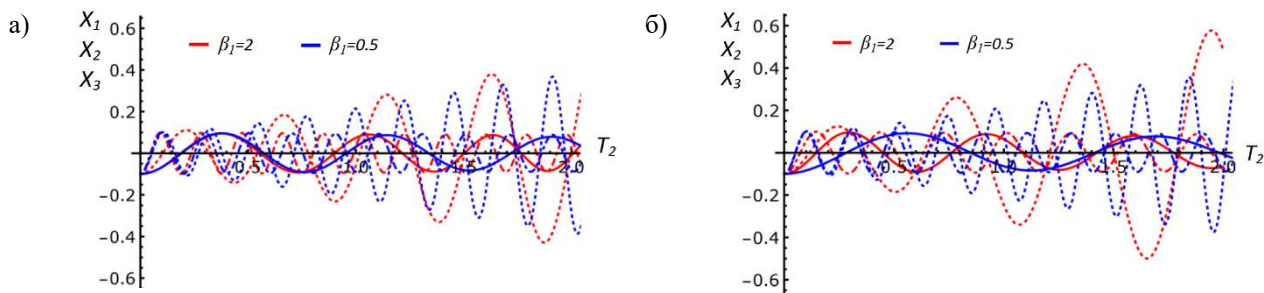


Рис. 4. Зависимость безразмерных перемещений X_1 , X_2 и X_3 от безразмерного времени T_2 при $a_{10} = a_{20} = a_{30} = 0,05$, $\beta_2 = 0,1$, (а) и $\beta_2 = 0,05$ (б) для разных β_1 : сплошная линия – X_3 , пунктирная линия – X_2 , штрихпунктирная линия – X_1

На рис. 5 построена зависимость перемещений от времени при параметре дробности $\gamma = 0,5$, $\beta_2 = 0,031$ для разных значений вынужденной силы и начальных значений амплитуд в случае соответствия комбинационно-разностного внутреннего и внешнего резонансов. При увеличении внешней силы усиливается дестабилизация затухающего процесса колебаний. С увеличением значений начальных параметров процесс затухания наступает быстрее.

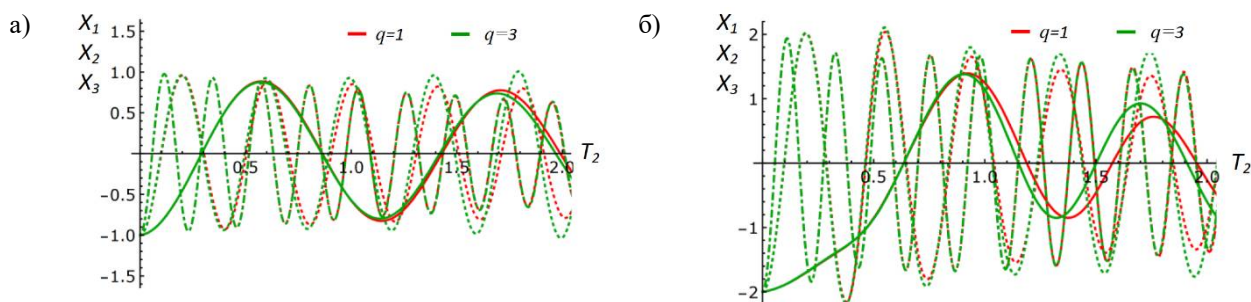


Рис. 5. Зависимость безразмерных перемещений X_1 , X_2 и X_3 от безразмерного времени T_2 при $\beta_2 = 0,031$, $a_{10} = a_{20} = a_{30} = 0,5$ (а) и $a_{10} = a_{20} = a_{30} = 1$ (б) для разных q : сплошная линия – X_3 , пунктирная линия – X_2 , штрихпунктирная линия – X_1

Вывод. Результаты численного исследования нелинейных вынужденных затухающих колебаний прямоугольной пластинки в условиях сочетания внутреннего комбинационно-разностного и внешнего резонансов подтверждают влияние параметра дробности оператора, описывающего вязкоупругие свойства пластинки, на характер затухающих колебаний. Соответствие размеров длин сторон и толщины пластины значительно сказывается на величине амплитуд и перемещений, на зависимости этих показателей от времени. Значения начальных параметров, величина внешней силы, соотношение размеров оказывают существенное влияние на изменение процесса энергообмена между взаимодействующими модами.

Библиографический список

1. Вольмир А. С. Нелинейная динамика пластинок и оболочек. М.: Наука, 1972. 432 с.
2. Григолюк Э. И., Селезов И. Т. Неклассические теории стержней, пластин и оболочек // Итоги науки и техники. Механика деформируемых твердых тел. 1973. Т. 5. 135 с.
3. Юлдашев А. Ю., Пирматов Ш. Т. Алгоритмизация решения динамических краевых задач теории гибких пластин с учетом сдвига и инерции вращения // Вестник Томского государственного университета. Математика и механика. 2022. № 75. С 150–165.

4. Клаф Р. В., Пензин Дж. Динамика сооружений. М: Стройиздат, 1979. 320 с.
5. Amabili M. Nonlinear damping in nonlinear vibrations of rectangular plates: Derivation from viscoelasticity and experimental validation // *Journal of Mechanics and Physics of Solids*. 2018. Vol. 118. Pp. 275–295.
6. Sathyamoorthy M. Nonlinear vibration analysis of plates: A review and survey of current developments // *Applied Mechanics Reviews*. 1987. Vol. 40 (11). Pp. 1553–1561.
7. Коган Е. А., Юрченко А. А. Нелинейные колебания трехслойных и многослойных пластин и оболочек при периодических воздействиях (обзор) // *Известия МГТУ «МАМИ»*. 2014. Т. 4, № 1. С. 55–70.
8. Nayfeh A. H. Nonlinear interaction: Analytical, computational, and experimental methods. Wiley, New York, 2000. 760 p.
9. Anlas G., Elbeyli O. Nonlinear vibrations of a simply supported rectangular metallic plate subjected to transverse harmonic excitation in the presence of a one- to-one internal resonance // *Nonlinear Dynamics*. 2002. Vol. 30. Pp. 1–28.
10. Hao Y. X., Zhang W., Ji X. L. Nonlinear dynamic response of functionally graded rectangular plates under different internal resonances // *Mathematical Problems in Engineering*. 2010. Article ID 738648.
11. Bilal N., Tripathi A., Bajaj A. On experiments in harmonically excited cantilever plates with 1:2 internal resonance // *Nonlinear Dynamics*. 2020. Vol. 100. Pp. 15–32.
12. Wang X., Qin Z. Nonlinear modal interactions in composite thin-walled beam structures with simultaneous 1:2 internal and 1:1 external resonances // *Nonlinear Dynamics*. 2016. Vol. 86. Pp. 1381–1405.
13. Hosseini S., Khadem S. E. Combination resonances in a rotating shaft // *Mechanism and Machine Theory*. 2009. Vol. 44. Pp. 1535–1547.
14. Rodrigues L., Frederico M., Silva A., Gonçalves P. Influence of initial geometric imperfections on the 1:1:1:1 internal resonances and nonlinear vibrations of thin-walled cylindrical shells // *Thin-Walled Structures*. 2020. Vol. 151. Paper ID 106730.
15. Yang S. W., Zhang W., Hao Y. X., Niu Y. Nonlinear vibrations of FGM truncated conical shell under aerodynamics and in-plane force along meridian near internal resonances // *Thin-Walled Structures*. 2019. Vol. 142. Pp. 369–391.
16. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. Analysis of free non-linear vibrations of a viscoelastic plate under the conditions of different internal resonances // *International Journal of NonLinear Mechanics*. 2006. Vol. 2. Pp. 313–325.
17. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. A new approach for studying nonlinear dynamic response of a thin fractionally damped plate with 2:1 and 2:1:1 internal resonances // *Advanced Structured Materials*. 2015. Vol. 45. Pp. 267–288.
18. Witt A. A., Gorelik G. S. Oscillations of an elastic pendulum as an example of the oscillations of two parametrically coupled linear systems // *Journal of Technical Physics*. 1933. Vol. 3. Pp. 294–307.
19. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V., Ngenzi J. Cl. A new approach for studying nonlinear dynamic response of a thin plate with internal resonance in a fractional viscoelastic medium // *Shock and Vibration*. 2015. Vol. 2015. Article ID 795606.
20. Breslavsky I., Amabili M. Nonlinear vibrations of a circular cylindrical shell with multiple internal resonances under multi-harmonic excitation // *Nonlinear Dynamics*. 2018. Vol. 93. Pp. 53–62.
21. Abdel-Ghaffar A. M., Housner G. W. Ambient vibration tests of suspension bridge // *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1978. Vol. 104. Pp. 983–999.
22. Abdel-Ghaffar A. M., Scanlan R. H. Ambient vibration studies of Golden Gate bridge: I. Suspended structure // *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1985. Vol. 111. Pp. 463–482.

23. Rossikhin Yu.A., Shitikova M.V. Application of fractional calculus for analysis of non-linear damped vibrations of suspension bridges // *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1998. Vol. 124. Pp. 1029–1036.
24. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. Application of fractional calculus for dynamic problems of solid mechanics: novel trends and recent results. // *Applied Mechanics Reviews*. 2010. Vol. 63, No 1. Article ID 01081.
25. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. Fractional calculus in structural mechanics // *Handbook of Fractional Calculus with Applications. Applications in Engineering, Life and Social Sciences*. Berlin: De Gruyter, 2019. Vol. 7, Part A. Pp. 159–192.
26. Teimouri H., Faal R. T., Milani A. S. Impact response of fractionally damped rectangular plates made of viscoelastic composite materials // *Applied Mathematical Modelling*. 2025. Vol. 137. PaperID 115678.
27. Shitikova M. V., Osipova E. I. Classification of internal resonances in nonlinear fractionally damped Uflyand-Mindlin plates // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2020. Vol. 16 (3). Pp. 60–77.
28. Самко С. Г., Килбас А. А., Маричев О. И. Интегралы и производные дробного порядка и некоторые их приложения. Минск. Наука и техника, 1987. 689 с.
29. Найфэ А. Х. Методы возмущений. М.: Мир, 1976. 455 с.
30. Shitikova M. V., Osipova E. I. Combinational and Primary Simultaneous Resonance at Nonlinear Vibrations of a Fractionally Damped Plate // *Wseas Transactions on Applied and Theoretical Mechanics*. 2025. Vol. 20. Pp. 79–92.

References

1. Vol'mir A. S. Nonlinear dynamics of plates and shells. Moscow: Nauka, 1972. 432 p. (in Russ.).
2. Grigolyuk E. I. Selezov I. T. Nonclassical theories of rods, plates and shells. *Itogi nauki i tekhniki. Mekhanika deformiruyemykh tverdykh tel* // Results of science and technology. Mechanics of deformable solids. 1973. Vol. (5). 135 p. (in Russ.).
3. Yuldashev A. Yu., Pirmatov Sh. T. Algorithmization for solving dynamic boundary value problems of the theory of flexible plates taking shear and rotational inertia into account // *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo universiteta. Matematika i mekhanika* = Bulletin of Tomsk State University. Mathematics and mechanics. 2022. No. 75. Pp. 150–165. (in Russ.).
4. Grigolyuk E. I., Kulikov G. M. *Raschet pnevmaticheskikh shin*. M.: Mashinostroyeniye, 1988. 288 p. (in Russ.).
5. Amabili M. Nonlinear damping in nonlinear vibrations of rectangular plates: Derivation from viscoelasticity and experimental validation // *Journal of Mechanics and Physics of Solids*. 2018. Vol. 118. Pp. 275–295.
6. Sathyamoorthy M. Nonlinear vibration analysis of plates: A review and survey of current developments // *Applied Mechanics Reviews*. 1987. Vol. 40 (11). Pp. 1553–1561.
7. Kogan E. A., Yurchenko A. A. Nonlinear oscillations of a three-layer and multi-layer plates and shells during periodic impacts (survey) // *Izvestiya MGTU «MAMI»* = *Izvestia of MSTU «MAMI»*. 2014. Vol. 4(1). 55–70. (in Russ.).
8. Nayfeh A. H. *Nonlinear interaction: Analytical, computational, and experimental methods*. Wiley, New York, 2000. 760 p.
9. Anlas G., Elbeyli O. Nonlinear vibrations of a simply supported rectangular metallic plate subjected to transverse harmonic excitation in the presence of a one-to-one internal resonance // *Nonlinear Dynamics*. 2002 Vol. (30). Pp. 1–28.
10. Hao Y. X., Zhang W., Ji X. L. Nonlinear dynamic response of functionally graded rectangular plates under different internal resonances // *Mathematical Problems in Engineering*. 2010. Article ID 738648.

11. Bilal N., Tripathi A., Bajaj A. On experiments in harmonically excited cantilever plates with 1:2 internal resonance // *Nonlinear Dynamics*. 2020. Vol. 100. Pp. 15–32.
12. Wang X., Qin Z. Nonlinear modal interactions in composite thin-walled beam structures with simultaneous 1:2 internal and 1:1 external resonances // *Nonlinear Dynamics*. 2016. Vol. 86. Pp. 1381–1405.
13. Hosseini S., Khadem S. E. Combination resonances in a rotating shaft // *Mechanism and Machine Theory*. 2009. Vol. 44. Pp. 1535–1547.
14. Rodrigues L., Frederico M., Silva A., Gonçalves P. Influence of initial geometric imperfections on the 1:1:1:1 internal resonances and nonlinear vibrations of thin-walled cylindrical shells // *Thin-Walled Structures*. 2020. Vol. 151. Paper ID 106730.
15. Yang S. W., Zhang W., Hao Y. X., Niu Y. Nonlinear vibrations of FGM truncated conical shell under aerodynamics and in-plane force along meridian near internal resonances // *Thin-Walled Structures*. 2019. Vol. 142. Pp. 369–391.
16. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. Analysis of free non-linear vibrations of a viscoelastic plate under the conditions of different internal resonances // *International Journal of NonLinear Mechanics*. 2006. Vol. 2. Pp. 313–325.
17. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. A new approach for studying nonlinear dynamic response of a thin fractionally damped plate with 2:1 and 2:1:1 internal resonances // *Advanced Structured Materials*. 2015. Vol. 45. Pp. 267–288.
18. Witt A. A., Gorelik G. S. Oscillations of an elastic pendulum as an example of the oscillations of two parametrically coupled linear systems // *Journal of Technical Physics*. 1933. Vol. 3. Pp. 294–307.
19. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V., Ngenzi J. Cl. A new approach for studying nonlinear dynamic response of a thin plate with internal resonance in a fractional viscoelastic medium // *Shock and Vibration*. 2015. Vol. 2015, Article ID 795606.
20. Breslavsky I., Amabili M. Nonlinear vibrations of a circular cylindrical shell with multiple internal resonances under multi-harmonic excitation // *Nonlinear Dynamics*. 2018. Vol. 93. Pp. 53–62.
21. Abdel-Ghaffar A. M., Housner G. W. Ambient vibration tests of suspension bridge // *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1978. Vol. 104. Pp. 983–999.
22. Abdel-Ghaffar A. M., Scanlan R. H. Ambient vibration studies of Golden Gate bridge: I. Suspended structure // *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1985. Vol. 111. Pp. 463–482.
23. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. Application of fractional calculus for analysis of nonlinear damped vibrations of suspension bridges // *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 1998. Vol. 124. Pp. 1029–1036.
24. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. Application of fractional calculus for dynamic problems of solid mechanics: novel trends and recent results. // *Applied Mechanics Reviews*. 2010. Vol. 63, No 1. Article ID 01081.
25. Rossikhin Yu. A., Shitikova M. V. Fractional calculus in structural mechanics // *Handbook of Fractional Calculus with Applications. Applications in Engineering, Life and Social Sciences*. Berlin: De Gruyter. 2019. Vol. 7, Part A. Pp. 159–192.
26. Teimouri H., Faal R. T., Milani A. S. Impact response of fractionally damped rectangular plates made of viscoelastic composite materials // *Applied Mathematical Modelling*. 2025. Vol. 137. PaperID 115678.
27. Shitikova M. V., Osipova E. I. Classification of internal resonances in nonlinear fractionally damped Uflyand-Mindlin plates // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2020. Vol. 16 (3). Pp. 60–77.
28. Samko S. G., Kilbas A. A., Marichev O. I. Fractional integrals and derivatives. Theory and applications. Amsterdam: Gordon and Breach Science Publishers, 1993. 1006 p.
29. Nayfeh A. H. Perturbation Methods. New York: Wiley, 1973. 425 p.

30. Shitikova M. V., Osipova E. I. Combinational and Primary Simultaneous Resonance at Nonlinear Vibrations of a Fractionally Damped Plate // Wseas Transactions on Applied and Theoretical Mechanics. 2025. V. 20. Pp. 79–92.

NUMERICAL RESULTS OF THE ANALYSIS OF FORCED OSCILLATIONS OF A NONLINEAR PLATE UNDER CONDITIONS OF INTERNAL AND EXTERNAL RESONANCES

E. I. Osipova ¹, S. A. Osipov ²

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

¹ PhD of Physical and Mathematical Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, tel.: +7(960)100-25-44, e-mail: eosipova@cchgeu.ru

² Senior Lecturer of the Department of Structural Mechanics, tel.: +7(915)580-28-19, e-mail: sosipov@cchgeu.ru

The paper considers the problem of nonlinear forced vibrations of a plate, the damping properties of which are described using the Kelvin – Voigt model with a fractional derivative, under the action of a compressive harmonic force. The equations of motion of the plates are presented as a system of five nonlinear differential equations with respect to three displacements and two rotation angles, taking into account the inertia of rotation and shear deformation. The equations are solved using a multi-time scale method. Vibrations are studied under conditions of internal combination-difference and external resonances, when the frequency difference of vibrations in the plane of the plate is equal to twice the frequency of vibrations from the plane of the plate, which, in turn, is equal to the frequency of forced vibrations. Numerical results of the dependence of the oscillation amplitudes and the displacement of the plate points on time are obtained for different values of the fractional parameter, initial parameters, the magnitude of the external force, and the size ratio of the plate.

Key words: nonlinear plate, Kelvin – Voigt model, fractional derivative, forced oscillations, combination-difference resonance, multi-time scale method.

**МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ИЗДЕЛИЙ,
ФОРМИРУЕМЫХ МЕТОДОМ СЕЛЕКТИВНОЙ ЛАЗЕРНОЙ ПЛАВКИ**В. А. Козлов¹, Г. Э. Филоненко²Воронежский государственный технический университет^{1,2}
Россия, г. Воронеж¹ Д-р физ.-мат. наук, зав. кафедрой строительной механики, тел.: +7(473)276-40-06, e-mail: vakozlov@cchgeu.ru² Аспирант кафедры строительной механики, тел. +7(473)276-40-06, e-mail: aavturbo@yandex.ru

Рассматривается влияние параметров селективного лазерного плавления на возникновение термических напряжений, дефектов и механических свойств формируемых изделий из металлического порошка. Быстрое перемещение лазера создаёт резкие температурные градиенты, что приводит к трещинам, расслоениям, усадке и деформациям. Экспериментальные исследования в сочетании с компьютерным моделированием (метод конечных элементов) позволяют оценить распределение напряжений и деформаций. Предложена методика определения физических параметров на основе предположения о температурных деформациях, возникающих при переходе порошка из жидкого в твердое состояние. В качестве модели использовано интегральное уравнение учёта термонапряжений в тонком слое и связи между механическими и тепловыми коэффициентами релаксации. Для прогнозирования прочностных свойств получаемого слоя использована матрица модели, связывающая остаточную деформацию с механическими характеристиками изделия. В качестве эмпирической зависимости применено соотношение Холла – Петча, описывающее зависимость предела текучести от размера зерна и частоты частиц. Экспериментальная часть работы включала печать металлических образцов методом селективного лазерного плавления с последующим испытанием на растяжение. Полученные данные показали, что адаптивное регулирование параметров лазера (мощность, скорость перемещения) позволяет достичь однородной матрицы с минимальными дефектами и заданной механической прочностью.

Ключевые слова: механическая прочность, экспериментальные исследования, численное моделирование, тепловые процессы, метод конечных элементов, селективное лазерное плавление.

Введение. Взаимодействие высокоинтенсивного лазерного импульса и твердых или жидких материалов регулируется сложной мультифизической задачей, которая сочетает в себе сверхбыстрое осаждение энергии, быстрые фазовые переходы и развивающиеся материальные границы. В работе представлена новая вычислительная структура, которая использует метод быстрого набора уровней для захвата динамической эволюции интерфейса лазер-материал с высокой точностью при сохранении вычислительной эффективности [1].

В настоящее время проводятся исследования влияния получаемых параметров на термомеханические и прочностные свойства формируемых изделий при селективном лазерном плавлении (СЛП). Так, авторы [2–5] обсуждают, как быстрые локализованные циклы нагрева и охлаждения приводят к резким градиентам температуры, что приводит к неравномерному тепловому расширению и сжатию, которые фиксируют растягивающие или сжимающие напряжения. Также рассматриваются стратегии численного моделирования, включая анализ методом конечных элементов с температурно-зависимыми свойствами материалов и модели фазового перехода, подчеркивается их роль в прогнозировании распределений напряжений и оптимизации параметров процесса, таких как предварительный нагрев, оптимизированная стратегия сканирования, постобработка термообработки и обработка для снятия остаточных напряжений, исследуются на предмет их эффективности в снижении деформаций и улучшении механических характеристик компонентов аддитивного производства.

В работе рассматривается влияние параметров селективного лазерного плавления на возникновение термических напряжений и дефектов в обрабатываемом материале. Быстрое перемещение лазера создаёт резкие температурные градиенты, что приводит к трещинам, расслоениям, усадке и деформациям. Экспериментальные исследования и компьютерное моделирование показали, что оценка напряжений на небольших образцах затруднена из-за присутствия порошка, высокой температуры и скорости нагрева-охлаждения [6–7].

Термомеханические напряжения. В основе методики определения физических параметров лежит предположение о температурных деформациях, возникающих при объемной деформации плавления и остывания образца. Частично деформация при ликвидусе учитывается изменением плотности, возникающей при плавлении порошка. При переходе состояния материала в солидус использовано интегральное уравнение учета термонапряжений при градиенте температуры в тонком слое формируемой поверхности (5) в условиях плоской деформации при термическом напряжении. В современных компьютерных моделях СЛП применяются собственные модели напряжений и деформаций, основанные на методе конечных элементов (МКЭ). Они позволяют эффективно рассчитывать температурный режим, распределение напряжений и деформации в процессе плавления порошка. При этом часто упрощают геометрию дорожки и не учитывают дефекты (поры, непровары), которые могут стать центрами разрушения [8–10].

$$\sigma_{xx}^{\text{темп}}(x, z) = -\frac{\alpha_t E_{\text{мат}}}{1 - 2 \cdot \nu} \int_0^\infty \int_{-\infty}^\infty \left(G_{xh} \frac{\partial T}{\partial x}(x', z') + G_{xv} \frac{\partial T}{\partial z}(x', z') \right) dx' dz' + \frac{2 \cdot z}{\pi} \int_{-\infty}^\infty \frac{p(t)(t-x)^2}{((t-x)^2 + z^2)}, \quad (1)$$

$$\sigma_{yy}^{\text{темп}}(x, z) = (\sigma_{xx}^{\text{темп}} + \sigma_{zz}^{\text{темп}}) - \alpha_t E_{\text{мат}} T(x, z), \quad (2)$$

$$p(t) = \frac{\alpha_t \cdot E_{\text{мат}} T(x, z = \Omega)}{1 - 2 \cdot \nu}, \quad (3)$$

где $\sigma_{xx}^{\text{темп}}, \sigma_{yy}^{\text{темп}}$ – термические напряжения в материале; G_{xh}, G_{xv} – функции Грина $\alpha_t, E_{\text{мат}}$; ν – коэффициент теплового расширения, модуль упругости и коэффициент Пуассона при механической деформации (4):

$$\psi = 1 - \exp\left(-K \frac{3h}{2G_{\text{мат}}}\right), \quad \varepsilon_{xx} = \psi \cdot \varepsilon_{xx}, \quad (4)$$

где ε_{xx} является эластичным решением вдоль x , Ψ – корень решения с переменными K, h, G ;

$G_{\text{мат}} = \frac{E_{\text{мат}}}{2(1 + \nu)}$ – модуль сдвига.

Связь указанных параметров выражается в (5):

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E_{\text{мат}}} \left[\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \right] + \frac{1}{h} \left(\sigma_{xx} n_{xx} + \sigma_{yy} n_{yy} + \sigma_{zz} n_{zz} + 2T_{xz} n_{xz} \right) n_{xx}. \quad (5)$$

Остаточное напряжение выражается через релаксационные компоненты (6):

$$\Delta \sigma_{zz} = -\frac{\sigma_{zz}^R}{M}, \quad \Delta T_{xz} = -\frac{T_{xz}^R}{M}, \quad \Delta \varepsilon_{zz} = -\frac{\varepsilon_{zz}^R}{M}, \quad (6)$$

где $\sigma_{zz} = \sigma_{zz}^R$, $T_{xz} = T_{xz}^R$ – механический и термический коэффициенты релаксации.

Так как толщина формируемого слоя изделия считается малой, то можно считать напряжения в поверхностном слое пропорциональными внутренним. Общее напряженно-деформируемое состояние выражается в виде уравнения:

$$w = 2\mu \sum_{n=1}^N \Omega \varepsilon_{ij,n}^P(A) d\Omega = \sum_{n=1}^N \varepsilon_{ij,n}^P(M) K_{ij}, \quad (7)$$

где w – деформация изделия; $\varepsilon_{ij,n}^P$ – остаточная деформации, вызванная термическими воздействиями; A – функция работы; K_{ij} – матрица модели.

Определение прочностных свойств получаемого слоя описывается матрицей модели:

$$K_{ij} = \begin{cases} -v \cdot x \cdot \ln(y + R) - (1 - 2 \cdot v) \cdot z \cdot \tan^{-1} \left(\frac{y + z + R}{x} \right), \\ -v \cdot x \cdot \ln(y + R) - (1 - 2 \cdot v) \cdot (-v \cdot x \cdot \ln(y + R) - (1 - 2 \cdot v)), \\ 2 \cdot (1 - v) \left(\frac{y + z + R}{z} \right) + x \cdot \ln(y + R) + y \cdot \ln(x = R) - \frac{z}{2} \theta, \\ 2 \cdot v \cdot R - (1 - 2 \cdot v) \cdot z \cdot \ln z \cdot (z + R) * z \cdot \ln z \cdot (z + R), \\ 2 \cdot x \cdot \tan^{-1} \left(\frac{y + z + R}{x} \right) + y \cdot \ln(z + R), \\ 2 \cdot y \cdot \tan^{-1} \left(\frac{y + z + R}{y} \right) + y \cdot \ln(z + R), \end{cases} \quad (8)$$

где θ и R — константы модели.

Экспериментальные результаты. Определяя в результате моделирования коэффициенты модели, можно прогнозировать физико-механические свойства получаемых изделий. Получаемая структура изготавливаемых методом СЛП образцов близка по прочностным свойствам поликристаллическим материалам, что позволяет использовать соотношение Холла – Петча [11–13], описывающее зависимость свойств от размера зерна или частиц, выраженное между пределом текучести и коэффициентами матрицы (8).

Первоначально составлен технический план эксперимента по лазерному наплавлению слоёв металлического сплава, который будет использоваться в качестве матрицы для будущего изделия. В нём описываются ключевые параметры процесса, их взаимосвязи и рекомендации по выбору оптимальных значений. Целью являлось определение оптимальных режимов для получения однородной, высококачественной матрицы из металлического сплава с минимальными дефектами и заданной механической прочностью, физические и технологические соображения, связанные с перекрытием соседних областей спекания. При слишком большом шаге между дорожками может возникнуть проваливание – отсутствие достаточного перекрытия, что приводит к дефектам (пустотам, слабым местам). При слишком малом шаге происходит избыточное перекрытие и перекаливание солидуса, материал многократно нагревается и охлаждается, что вызывает рост зерен и снижение механических свойств. Мощность лазера рассчитывается из удельной энергии, Дж/мм², и скорости перемещения.

В работе рассматривается влияние наложения сканирования лазерным лучом на механические свойства металлических образцов. Незначительное смещение 10–18 мкм обеспечило лучшие механические характеристики и минимальные остаточные напряжения. На рис. ниже показаны образцы, напечатанные методом СЛП, и графические зависимости при их испытаниях на растяжение.

Проведенные испытаниями на растяжение напечатанных образцов из указанного порошкового материала по стандартной методике показали предел прочности сплава, полученного

методом СЛП: $\sigma_{\text{мат}} = 186$ МПа с разбросом 21 МПа; пластичность составила около 4 % при относительном удлинении $\delta = 2,4$ % (кривая 1). В результате применения модификации при СЛП по указанной методике адаптивного регулирования печати получены образцы как с меньшими (кривая 2), так и с большими (кривая 3) величинами прочности и пластичности при одинаковых удлинениях. Это позволяет сделать вывод о влиянии адапционных режимов на механические свойства, и СЛП может использоваться для изготовления изделий с заданными свойствами.

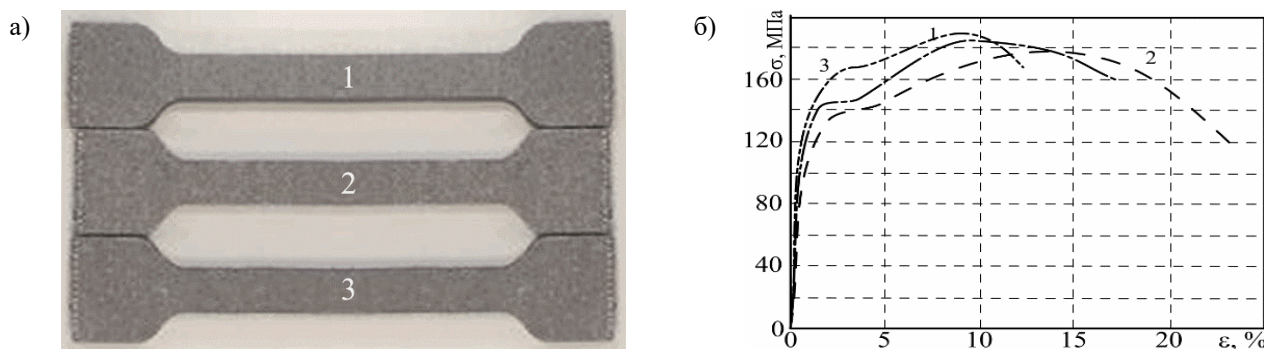


Рис. Образцы, напечатанные методом СЛП, (а) и результат их испытания на растяжение (б)

Для управления и коррекции в процессе печати был использовать аппаратный модуль «Arrow DECA Max 10M50DAF484C6G FPGA». Данный модуль имеет необходимые интерфейсы получения информации, а также высокопроизводительную интегральную микросхему 10M50DAF484C6G фирмы «Altera» («Intel»). Для реализации алгоритма регулирования температурных режимов и параметров лазера написана программа в операционной оболочке «Nios» с использованием программной реализации «Quartus II v15.0». На основе полученных данных предложена адаптивная на уровне микрокода реализация нейроинтерфейса.

Различие в качестве получаемой поверхности может определяться зависимостью Тейлора, описывающей распределение температуры движущегося точечного источника тепла с мощностью и скоростью:

$$T(y) = \frac{2P_{\text{лаз}}}{4\pi y \rho_{\text{мат}} C_p k} \cdot \exp\left(\frac{-v_x}{2k}\right) \approx \frac{2P_{\text{лаз}}}{4\pi y \rho_{\text{мат}} C_p k} - \frac{2P_{\text{лаз}} v_x}{8\pi y \rho_{\text{мат}} C_p k^2}, \quad (9)$$

где v_x – скорость движения лазерного источника мощности; P – мощность лазера; $\rho_{\text{мат}}$ – плотность массива материала изделия, кг/м³.

Теплопроводность снижается при наличии пропусков порошка и становится меньше, чем у массива, в характерном для СЛП диапазоне параметров в силу возрастающей скорости движения v_x . Ширина расплавленной ванны зависит как от мощности P , так и от скорости подачи. Следовательно, для материала с высокой теплопроводностью зависимость от чистой мощности первого члена является более доминирующей, а скоростная зависимость уменьшается.

Выводы. Разработанный алгоритм учета изменения механических свойств изделий, изготовленных методом СЛП, позволяет прогнозировать и задавать их свойства. Алгоритм в своей основе содержит методы суррогатного моделирования физического процесса сплавления металлического порошка и оптического распознавания на основе машинного обучения, позволяя снизить пористость, неоднородность получаемых поверхностей.

Также изменен алгоритм расчета процессов сплавления и плавления порошка методом конечных объемов, что позволяет учитывать изменение объема порошка при указанных физических процессах. Это, в свою очередь, позволяет учитывать изменение плотности, скрытой пористости и других физических параметров, связанных с объемными превращениями, и прогнозировать напряженно-деформируемое состояние получаемых образцов с заданными свойствами.

Библиографический список

1. Ki H., Mohanty P. S., Mazumder J. Modelling of high-density laser-material interaction using fast level set method // *J. Phys. D: Appl. Phys.* 2001. No. 34. Pp. 364–372.
2. Li C. [et al.] Residual stress in metal additive manufacturing // *Procedia CIRP*. 2018. No. 71. Pp. 348–353.
3. Leitz K.-H., Koch H., Otto A., Schmidt M. Numerical simulation of process dynamics during laser beam drilling with short pulses // *Applied Physics A*. 2012. No. 106. Pp. 885–891.
4. Трусов П. В., Волегов П. С., Янц А. Ю. Двухуровневые модели поликристаллов: о независимости образа процесса нагружения представительного макрообъема // *Физ. мезомех.* 2013. Т. 16, № 6. С. 33–41.
5. Hodge N. E., Ferencz R. M., Solberg J. M. Implementation of a thermomechanical model for the simulation of selective laser melting // *Comput. Mech.* 2014. Vol. 54, no. 1. Pp. 33–51.
6. Gürtler F.-J., Karg M., Leitz K.-H., Schmidt M. Simulation of laser beam melting of steel powders using the three-dimensional volume of fluid method // *Physics Procedia*. 2013. No. 41. Pp. 874–879.
7. Demir A. G., Colombo P., Previtali B. From pulsed to continuous wave emission in SLM with contemporary fiber laser sources: effect of temporal and spatial pulse overlap in part quality // *Int. J. Adv. Manuf. Technol.* 2017. Pp. 1–14.
8. Geiger M., Leitz K.-H., Koch H., Otto A. A 3D transient model of keyhole and melt pool dynamics in laser beam welding applied to the joining of zinc coated sheets // *Production Engineering*. 2009. No. 3. Pp. 127–136.
9. Olakanmi E. O., Cochrane R. F., Dalgarno K. W. A review on selective laser sintering/melting (SLS/SLM) of aluminium alloy powders: Processing, microstructure, and properties // *Prog. Mater. Sci.* 2015. Vol. 74. Pp. 401–477.
10. Dong L., Makradi A., Ahzi S., Remond Y. Three-dimensional transient finite element analysis of the selective laser sintering process // *J. Mater. Process. Tech.* 2009. Vol. 209, no. 2. Pp. 700–706.
11. Григорьянц А. Г., Колчанов Д. С., Дренин А. А., Денежкин А. О. Исследование влияния основных параметров процесса селективного лазерного плавления на пористость образцов из алюминиевого сплава RS-300 // *Известия вузов*. 2022. № 8 (749). С. 55–64.
12. Brooks R. F., Egry I., Seetharaman S., Grant D. Reliable data for high-temperature viscosity and surface tension: results from a European project // *ECTP Proceedings*. 2001. Pp. 631–637.
13. Колчанов Д. С., Дренин А. А., Денежкин А. О., Григорьянц А. Г. Исследование механических свойств образцов из медного жаропрочного сплава БрХ 0,8, полученных методом селективного лазерного плавления // *Цветные металлы*. 2021. № 4. С. 66–70.

References

1. Ki H., Mohanty P.S., Mazumder J. Modeling of high-density laser-material interaction using fast level set method // *J. Phys. D: Appl. Phys.* 2001. No. 34. Pp. 364–372.
2. Li C. [et al.] Residual stress in metal additive manufacturing // *Procedia CIRP*. 2018. No. 71. Pp. 348–353.
3. Leitz K.-H., Koch H., Otto A., Schmidt M. Numerical simulation of process dynamics during laser beam drilling with short pulses // *Applied Physics A*. 2012. No. 106. Pp. 885–891.
4. Trusov P. V., Volegov P. S., Yants A. Yu. Two-level models of polycrystals: on the independence of the image of the loading process of a representative microvolume // *Phys. Mesomech.* 2013. Vol. 16, no. 6. Pp. 33–41.
5. Hodge N. E., Ferencz R. M., Solberg J. M. Implementation of a thermomechanical model for the simulation of selective laser melting // *Comput. Mech.* 2014. Vol. 54, no. 1. Pp. 33–51.

6. Gürtler F.-J., Karg M., Leitz K.-H., Schmidt M. Simulation of laser beam melting of steel powders using the three-dimensional volume of fluid method // *Physics Procedia*. 2013. No. 41 Pp. 874–879.
7. Demir A. G., Colombo P., Previtali B. From pulsed to continuous wave emission in SLM with contemporary fiber laser sources: effect of temporal and spatial pulse overlaps in part quality // *Int. J. Adv. Manuf. Technol.* 2017. Pp. 1–14.
8. Geiger M., Leitz K.-H., Koch H., Otto A. A 3D transient model of keyhole and melt pool dynamics in laser beam welding applied to the joining of zinc coated sheets // *Production Engineering*. 2009. No. 3. Pp. 127–136.
9. Olakanmi E. O., Cochrane R. F., Dalgarno K. W. A review on selective laser sintering/melting (SLS/SLM) of aluminum alloy powders: processing, microstructure, and properties // *Prog. Mater. Sci.* 2015. Vol. 74. Pp. 401–477.
10. Dong L., Makradi A., Ahzi S., Remond Y. Three-dimensional transient finite element analysis of the selective laser sintering process // *J. Mater. Process. Tech.* 2009. Vol. 209, no. 2. Pp. 700–706.
11. Grigoryants A. G., Kolchanov D. S., Drenin A. A., Denezhkin A. O. Study of the influence of the main parameters of the selective laser melting process on the porosity of RS-300 aluminum alloy samples // *News of universities*. 2022. No. 8 (749). Pp. 55–64.
12. Brooks R. F., Egry I., Seetharaman S., Grant D. Reliable data for high-temperature viscosity and surface tension: results from a European project // *ECTP Proceedings*. 2001. Pp. 631–637.
13. Kolchanov D. S., Drenin A. A., Denezhkin A. O., Grigoryants A. G. Study of the mechanical properties of BrKh 0.8 copper heat-resistant alloy samples obtained by selective laser melting // *Non-ferrous Metals*. 2021. No. 4. Pp. 66–70.

MECHANICAL PROPERTIES OF PRODUCTS FORMED BY SELECTIVE LASER MELTING

V. A. Kozlov ¹, G. E. Filonenko ²

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

¹ Dr of Physical and Mathematical Sciences, Head of the Department of Structural Mechanics, tel.: +7(473)276-40-06, e-mail: vakozlov@cchgeu.ru

² Postgraduate Student, Department of Structural Mechanics, tel.: +7(473)276-40-06, e-mail: aavturbo@yandex.ru

This paper examines the influence of selective laser melting parameters on the occurrence of thermal stresses, defects, and mechanical properties of metal powder products. Rapid laser beam movement creates sharp temperature gradients, leading to cracks, delamination, shrinkage, and deformation. Experimental studies combined with computer modeling (finite element method) allow us to evaluate the distribution of stresses and strains. A method for determining physical parameters is proposed based on the assumption of thermal deformations occurring during the powder transition from a liquid to a solid state. An integral equation accounting for thermal stresses in a thin layer and the relationship between mechanical and thermal relaxation coefficients is used as a model. To predict the strength properties of the resulting layer, a model matrix linking residual deformation to the mechanical characteristics of the product is used. The Hall – Petch relation, describing the dependence of the yield strength on grain size and particle frequency, is used as an empirical dependence. The experimental portion of the study involved printing metal samples using selective laser melting, followed by tensile testing. The obtained data showed that adaptive control of laser parameters (power, travel speed) allows for the achievement of a homogeneous matrix with minimal defects and the desired mechanical strength.

Key words: mechanical strength, experimental studies, numerical modeling, thermal processes, finite element method, selective laser melting.

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.04:531.391.3

DOI 10.36622/2219-1038.2025.46.3.003

АНАЛИТИЧЕСКИЙ ВЫВОД ФОРМУЛЫ ПЕРВОЙ ЧАСТОТЫ КОЛЕБАНИЙ ШАРНИРНО-СТЕРЖНЕВОЙ КОНСТРУКЦИИ

А. В. Ефимчук ¹

Национальный исследовательский университет «МЭИ» ¹
Россия, г. Москва

¹ Студент, тел: +7(924)550-70-55, e-mail: YefimchukAV@mpei.ru

Предложена схема статически определимой шарнирно-стержневой конструкции (фермы). С помощью метода индукции, метода Донкерлея и его упрощенного варианта получены формулы зависимости основной частоты колебаний фермы от числа панелей. В модели конструкции считается, что её масса равномерно распределяется по узлам. Полученные аналитическим методом результаты сопоставлены с численным решением, аналогично представленным в графическом виде. Результатом сравнения явилось наглядное доказательство высокой точности аналитических решений.

Ключевые слова: «Maple», ферма, частота колебаний, метод индукции, аналитическое решение, нижняя оценка частоты, метод Донкерлея.

Введение. Первая частота колебаний крайне востребована при динамическом анализе шарнирно-стержневой конструкции. На практике редко можно встретить аналитический подход к её вычислению, намного чаще инженеры прибегают к численным методам. Обобщенные методы используются в оценке несложных сооружений. Однако встречаются аналитические подходы и в сложных конструкциях. Преобразования в них выполняются по различным методам, например по методу Донкерлея (оценка снизу) или методу Рэлея (оценка сверху). Первый подход намного проще, так как позволяет уйти от сложных расчетов, неизбежных в энергетическом методе Рэлея. В [1] выполнен аналитический расчет прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей. Простая оценка основной частоты двухзвенного манипулятора найдена в [2]. Собственные частоты пространственных стержневых конструкций в виде конечных формул получены в [3, 4]. В статье [5] найдены некоторые аналитические решения для плоской регулярной фермы решетчатого типа и рассчитан спектр собственных частот. Формула для первой частоты собственных колебаний плоской фермы получены методами компьютерной математики в [6]. Вывод формулы для основной частоты колебаний опоры линии электропередач приводится в [7, 8]. Оценка прогиба каркаса четырехскатного покрытия аналитическим методом рассмотрена в [9]. Сравнение характеристик плоских ферм и подъёмов приводится в статье [10]. Расчёт прогиба балочной фермы аналитическим методом был произведён в [11]. В [12] был рассмотрен спектр колебаний плоской фермы. Статья [13] включает в себя изучение деформаций и колебаний трёхгранной стержневой пирамиды. Аналитический расчёт прогиба ферм с симметричной и асимметричной нагрузкой представлен в [14].

В статье [15] рассматривается аналитический подход в решении проблемы собственных частот колебаний конструкций.

Конструкция фермы. Статически определимая шарнирно-стержневая конструкция симметрично относительно центральной оси имеет треугольную решетку. Слева опирается на подвижный шарнир, справа на неподвижный. Левая опора моделируется одним вертикальным стержнем, правая – двумя стержнями. Высота фермы равна $2h$. Масса фермы распределена по узлам, колебания предполагаются по вертикальной оси (рис. 1).

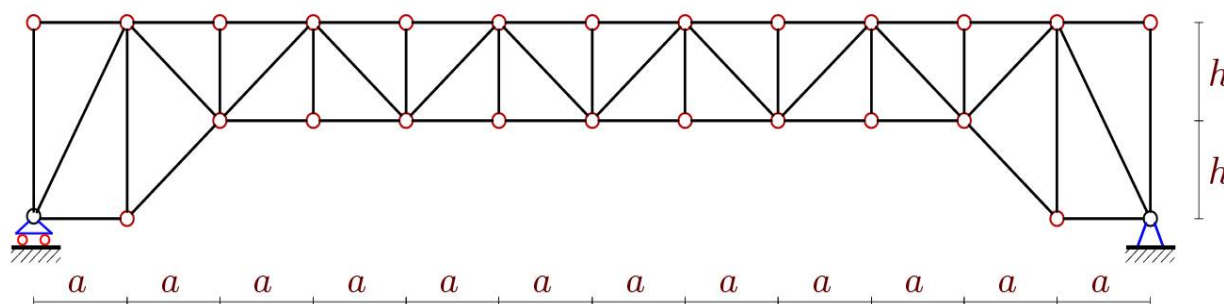


Рис. 1. Схема фермы

Расчет усилий в стержнях. Для того чтобы вычислить значение жесткости статически определимой шарнирно-стержневой конструкции, необходимо рассчитать усилия в стержнях. В свою очередь, они вычисляются из условий равновесия узлов. Равновесие каждого узла рассматривается отдельно, составляется матрица из направляющих косинусов усилий, которые рассчитываются по порядку соединения стержней и их координатам. Координаты узлов задаются, сами узлы нумеруются. Представлен фрагмент программы, отвечающий за это в системе «Maple»:

```
m0:=8*n+36
ns:=m0:
for i to 2*n+9 do x[i]:=i*a-a; y[i]:=h; x[i+2*n+9]:=x[i]; y[i+2*n+9]:=2*h; end:
for i to 2 do y[i]:=0; y[i+2*n+7]:=0; end:
x[m3-2]:=0; y[m3-2]:=-h:
x[m3-1]:=x[9+2*n]; y[m3-1]:=-h:
x[m3]:=x[9+2*n]+a:
y[m3]:=0
```

Далее производится нумерация стержней, по заданным уравнениям строится рисунок, представляющий собой ферму с пронумерованными узлами и стержнями (рис. 2).

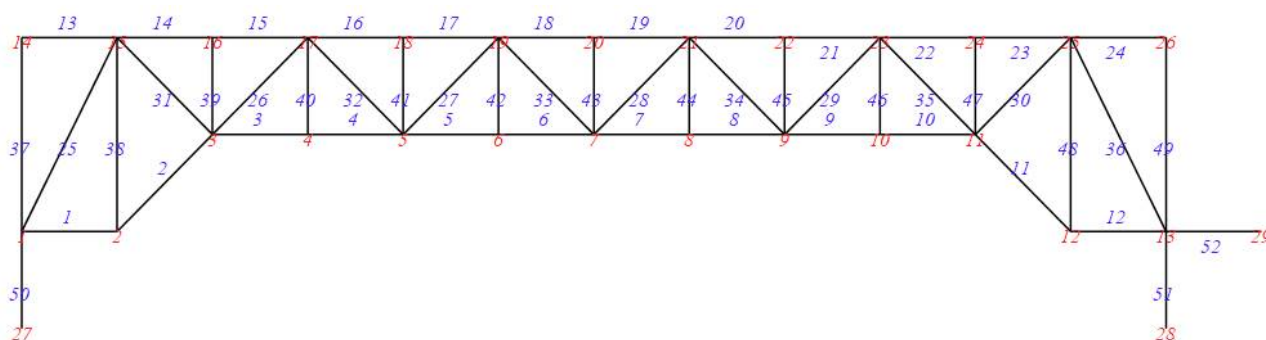


Рис. 2. Номера узлов и стержней, $n = 2$

После введения необходимых характеристик фермы составляется система уравнений в векторной форме, необходимая для нахождения неизвестных усилий в стержнях. Каждый узел и его условия равновесия рассматриваются отдельно.

Вывод аналитической зависимости первой частоты колебаний. Вычисление первой частоты колебаний ω_D выполняется по следующей формуле:

$$\omega_D^{-2} = \sum_{p=1}^K \omega_p^{-2}, \quad (1)$$

где ω_p – частота колебаний одного узла с массой m , номером p , которая вычисляется из уравнения движения масс в узлах:

$$m\ddot{y}_p + D_p y_p = 0, \quad p = 1, 2, \dots, K. \quad (2)$$

Коэффициент D_p рассчитывается с помощью формулы Максвелла – Мора суммированием по всем усилиям в стержнях конструкции:

$$\delta_p = 1 / D_p = \sum_{\alpha=1}^{\nu} \left(S_{\alpha}^{(p)} \right)^2 l_{\alpha} / (EF), \quad (3)$$

где $S_{\alpha}^{(p)}$ – усилие в стержне α при действии на узел p единичной вертикальной силы; l_{α} – длина этого стержня. Жесткость EF стержней считается для всей фермы одинаковой. Из (3) выведена формула для первой частоты по методу Донкерлея:

$$\omega_D^{-2} = m \sum_{p=1}^K \delta_p = m \Delta_n. \quad (4)$$

Расчет сумм Δ_n для ряда ферм, различающихся лишь числом панелей (каждая конструкция имеет больше панелей, чем предыдущая), даёт результат для Δ_n :

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \frac{8709a^3 + 702c^3 + 57d^3 + 650h^3}{20h^2 EF}, \\ \Delta_2 &= \frac{65725a^3 + 3674c^3 + 253d^3 + 2766h^3}{72h^2 EF}, \\ \Delta_3 &= \frac{81588a^3 + 1950c^3 + 117d^3 + 1242h^3}{28h^2 EF}, \\ \Delta_4 &= \frac{93027a^3 + 2910c^3 + 155d^3 + 1610h^3}{32h^2 EF}, \\ \Delta_5 &= \frac{503591a^3 + 12410c^3 + 595d^3 + 6078h^3}{108h^2 EF}, \dots, \end{aligned}$$

где длины стержней вычисляются по формулам:

$$c = \sqrt{a^2 + h^2}, \quad d = \sqrt{a^2 + 4h^2}.$$

Для того чтобы найти общий член заданной последовательности, системе «Maple» потребовалось двенадцать решений. После математических преобразований и операций общий член последовательности Δ_n имеет следующий вид:

$$\Delta_n = \frac{C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 d^3 + C_4 h^3}{h^2 EF}, \quad (5)$$

где коэффициенты перед длинами стержней равны:

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{(2n+7)(64n^4 + 1056n^3 + 6584n^2 + 17976n + 17865)}{180}, \\ C_2 &= \frac{(2n+7)(4n^2 + 38n + 75)}{6}, \\ C_3 &= \frac{(2n+7)(4n+5)}{12}, \\ C_4 &= \frac{12n^2 + 100n + 213}{2}. \end{aligned}$$

В конечном виде аналитическая зависимость первой частоты колебаний по методу Донкерля вычисляется следующим образом:

$$\omega_D = h \sqrt{\frac{EF}{m(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 d^3 + C_4 h^3)}}. \quad (6)$$

Упрощенный вариант метода Донкерля. В данном пункте будет рассмотрен метод, позволяющий аналитически рассчитать зависимость первой частоты колебаний от числа панелей, не прибегая к суммированию парциальных частот конструкции. Данный подход значительно упрощает расчет, формула основной частоты в нём имеет вид:

$$\omega_D^{-2} = m \sum_{p=1}^K \delta_p = m \delta^{\max} K / 2 = m \Delta_n^*, \quad (7)$$

где $\delta^{\max}$ – наибольшее по всем узлам значение прогиба δ_p , $p = 1, \dots, K$ от действия вертикальной единичной силы на узел фермы. Для вычисления частоты необходимо определить узел, наиболее склонный к прогибу. В результате рассмотрения конструкции становится очевидно, что это узел с номером $n + 5$ в середине нижнего пояса (рис. 2). Расчет коэффициента Δ_n^* для последовательности ферм с различным количеством панелей дает подобные результаты:

$$\begin{aligned} \Delta_1^* &= (3663a^3 + 242c^3 + 11d^3 + 154h^3) / (8h^2 EF), \\ \Delta_2^* &= (7501a^3 + 338c^3 + 13d^3 + 78h^3) / (8h^2 EF), \\ \Delta_3^* &= (13755a^3 + 550c^3 + 15d^3 + 210h^3) / (8h^2 EF), \\ \Delta_4^* &= (23273a^3 + 578c^3 + 17d^3 + 102h^3) / (8h^2 EF), \\ \Delta_5^* &= (37031a^3 + 722c^3 + 19d^3 + 266h^3) / (8h^2 EF), \dots \end{aligned}$$

Общий вид элементов этой последовательности получается средствами «Maple»:

$$\Delta_n^* = (A_1 a^3 + A_2 c^3 + A_3 d^3 + A_4 h^3) / (h^2 EF),$$

где коэффициенты по аналогии с (5) получаются подобными:

$$\begin{aligned} A_1 &= (2n+9)(8n^3 + 96n^2 + 388n + 507) / 12, \quad A_2 = (2n+9)^2 / 4, \\ A_3 &= (2n+9) / 8, \quad A_4 = (45 - 18(-1)^n)n - 81(-1)^n + 405 / 2. \end{aligned}$$

В результате имеем формулу:

$$\omega_D = h \sqrt{\frac{EF}{m(A_1 a^3 + A_2 c^3 + A_3 d^3 + A_4 h^3)}}. \quad (8)$$

Полученное решение следует сравнить с его упрощённым вариантом и с численным расчётом.

Численное решение. Численное решение производится с следующими характеристиками фермы: $a = 3$ м, $h = 2$ м., $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, площадь поперечного сечения стержней $F = 4$ см², в узлах расположены массы $m = 100$ кг. На рис. 3 изображен график, на котором сопоставляются аналитические зависимости метода Донкерлея, его упрощенного варианта, а также численное решение. Важно отметить, что с ростом числа панелей возрастает точность аналитического решения, уменьшается частота колебаний конструкции.

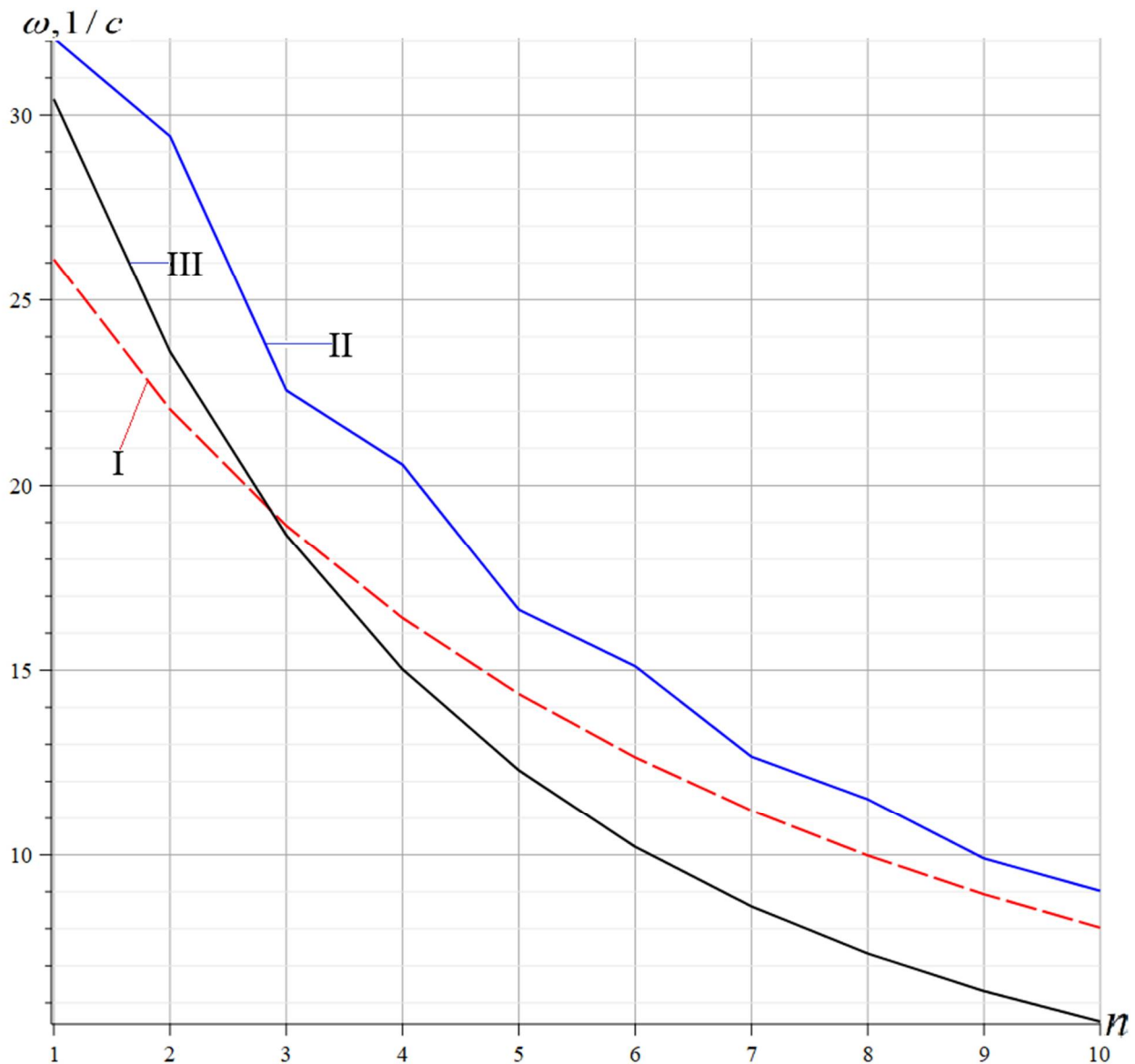


Рис. 3. Сравнение аналитических решений с численным:

I – оценка частоты по методу Донкерлея (6);

II – оценка частоты по приближенному методу Донкерлея (8); III – численная оценка частоты

Заключение. В настоящей работе рассмотрена новая шарнирно-стержневая конструкция. Тремя методами рассчитана первая собственная частота колебаний фермы. Использовались два аналитических метода (метод Донкерлея и его упрощенный вариант) и один численный. Показано, что аналитические решения хорошо коррелируют с численным.

Все вычисления и преобразования выполнены в системе «Maple» для произвольного числа панелей регулярной конструкции.

Библиографический список

1. Комерзан Е. В., Свириденко О. В. Аналитический расчет прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей // *Строительная механика и конструкции*. 2021. № 2 (29). С. 29–37.
2. Воробьев О. В. Оценка основной частоты двузвенного манипулятора // *Радиоэлектроника, электротехника и энергетика: тезисы докладов 27-й междунар. науч.-техн. конф. студентов и аспирантов*. М., 2021. 1013 с.
3. Кирсанов М. Н., Грибова О. В. Нижняя оценка первой частоты собственных колебаний прямоугольного пространственного покрытия // *Строительная механика и конструкции*. 2025. № 1 (44). С. 7–15. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.44.1.001.
4. Кирсанов М. Н., Агарков А. В. Формула для первой частоты собственных колебаний пространственной консольной фермы // *Строительная механика и конструкции*. 2025. № 2 (45) С. 27–33. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.45.2.003.
5. Кирсанов М. Н. Спектр собственных частот и формула для основной частоты плоской регулярной фермы решетчатого типа // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 28/3/25.
6. Kirsanov M. N., Gribova O. V. Formula for the lattice truss fundamental frequency vibration // *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2025. 115. Article No 11505. DOI: 10.4123/CUBS.115.5.
7. Кирсанов М. Н. Вывод формулы для основной частоты колебаний опоры линии электропередач // *Вестник МЭИ*. 2024. № 2. С. 150–156. DOI: 10.24160/1993-6982-2024-2-150-156.
8. Кирсанов М. Н. Пространственная модель и аналитический расчет собственной частоты колебаний фермы трехгранной мачты // *Строительная механика и конструкции*. 2024. № 2 (41). С. 7–15. DOI: 10.36622/2219-1038.2024.41.2.001.
9. Астахов С. В. Аналитическая оценка прогиба стержневой модели каркаса четырехскатного покрытия // *Строительная механика и конструкции*. 2024. № 4 (43). С. 34–41.
10. Воробьев О. В., Кирсанов М. Н. Сравнительные характеристики плоских ферм с подъемом. Аналитические решения // *Технологии будущего: VI Междунар. науч.-техн. конф. студентов и аспирантов*. М., 2022. С. 313–318.
11. Кирсанов М. Н., Овсянникова В. М. Аналитический расчет прогиба балочной фермы в системе Maple // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2020. № 3. С. 15–19. DOI: 10.37538/0039-2383.2020.3.15.19.
12. Kirsanov M. N., Safronov V. S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum // *Magazine of Civil Engineering*. 2022. Vol. 111 (3). Article No. 11114. DOI: 10.34910/MCE.111.14.
13. Kirsanov M. Trihedral Rod Pyramid: Deformations and Natural Vibration Frequencies // *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2022. Vol. 104. Article No 10401. DOI: 10.4123/CUBS.104.1.
14. Шурова Ю. Д. Аналитический расчет прогиба фермы с симметричной и несимметричной нагрузкой // *Постулат*. 2020. № 6. С. 1.

15. Воробьев О. В. О методах получения аналитического решения для проблемы собственных частот шарнирных конструкций // Строительная механика и конструкции. 2020. № 1 (24). С. 25–38.

References

1. Komerzan E. V., Sviridenko O. V. Analytical Calculation of the Deflection of a Flat Externally Statically Indeterminate Truss with an Arbitrary Number of Panels // Construction Mechanics and Structures. 2021. No. 2 (29). Pp. 29–37.
2. Vorobyov O. V. Estimation of the Fundamental Frequency of a Two-Link Manipulator // In the book: Radioelectronics, Electrical Engineering, and Power Engineering. Abstracts of the Twenty-Seventh International Scientific and Technical Conference of Students and Postgraduate Students. Moscow, 2021. 1013 p.
3. Kirsanov M. N., Gribova O. V. Lower estimate of the first natural frequency of a rectangular spatial covering // Building mechanics and structures. 2025. No. 1 (44). Pp. 7–15. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.44.1.001.
4. Kirsanov M. N., Agarkov A. V. Formula for the first natural frequency of spatial cantilevered truss // Building mechanics and structures. 2025. No. 2 (45) Pp. 27–33. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.45.2.003.
5. Kirsanov M. N. Spectrum of natural frequencies and formula for the fundamental frequency of a flat regular lattice-type truss // Structural Mechanics of Engineering Structures and Constructions. 28/3/25.
6. Kirsanov M. N., Gribova O. V. Formula for the lattice truss fundamental frequency vibration // Construction of Unique Buildings and Structures. 2025. No. 115. Article No 11505. DOI: 10.4123/CUBS.115.5.
7. Kirsanov M. N. Derivation of a formula for the fundamental frequency of a power line support // Vestnik MEI. 2024. No. 2. Pp. 150–156. DOI: 10.24160/1993-6982-2024-2-150-156.
8. Kirsanov M. N. Spatial model and analytical calculation of the natural frequency of oscillation of a truss trihedral mast // Building mechanics and structures. 2024. No. 2 (41). Pp. 7–15. DOI: 10.36622/2219-1038.2024.41.2.001.
9. Astakhov S. V. Analytical assessment of deflection of the rod model of the frame of the four-sloped covering // Building mechanics and structures. 2024. No. 4 (43). Pp. 34–41.
10. Vorobyov O. V., Kirsanov M. N. Comparative Characteristics of Flat Ply Trusses with Lifting. Analytical Solutions // In the Collection: Technologies of the Future. VI International Scientific and Technical Conference of Students and Postgraduate Students. Moscow, 2022. Pp. 313–318.
11. Kirsanov M. N., Ovsyannikova V. M. Analytical Calculation of the Deflection of a Beam Truss in the Maple System // Structural Mechanics and Design of Structures. 2020. No. 3. Pp. 15–19. DOI: 10.37538/0039-2383.2020.3.15.19.
12. Kirsanov M. N., Safronov V. S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum // Magazine of Civil Engineering. 2022. No. 111 (3). Article No. 11114. DOI: 10.34910/MCE.111.14.
13. Kirsanov M. Trihedral Rod Pyramid: Deformations and Natural Vibration Frequencies // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. No. 104. Article No 10401. DOI: 10.4123/CUBS.104.1.
14. Shurova Yu. D. Analytical Calculation of the Deflection of a Truss with Symmetrical and Asymmetrical Load // Postulate. 2020. No. 6. P. 1.
15. Vorobyov O. V. On methods of obtaining an analytical solution for the problem of natural frequencies of hinged structures // Construction Mechanics and Structures. 2020. No. 1 (24). Pp. 25–38.

ANALYTICAL DERIVATION OF THE FORMULA FOR THE FIRST OSCILLATION FREQUENCY OF A SWING-AND-PENDANT STRUCTURE

A. V. Efimchuk ¹

National Research University "MPEI" ¹
Moscow, Russia

¹ Student, tel.: +7-924-550-70-55, e-mail: YefimchukAV@mpei.ru

A scheme of a statically determinate hinged-rod structure (truss) is proposed. Using the induction method, the Donkerley method, and its simplified version, formulas are obtained for the dependence of the fundamental frequency of the truss on the number of panels. In the model of the structure, it is assumed that its mass is evenly distributed among the nodes. The results obtained using the analytical method are compared with the numerical solution, which is also presented graphically. The comparison provides a clear demonstration of the high accuracy of the analytical solutions.

Key words: Maple, truss, oscillation frequency, induction method, analytical solution, lower frequency estimate, Donkerley method.

ФОРМУЛА ПЕРВОЙ ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЛОСКОЙ ФЕРМЫ С ПРОИЗВОЛЬНЫМ ЧИСЛОМ ПАНЕЛЕЙ

К. К. Селезнев¹

Национальный исследовательский университет «МЭИ»¹
Россия, г. Москва

¹ Студент, e-mail: kirillseleznev@inbox.ru

Рассмотрена плоская статически определимая ферма. Предполагается, что масса фермы сосредоточена в ее узлах. Узлы совершают только вертикальные колебания. Ферма может быть изменяемой или неизменяемой в зависимости от числа панелей. Приведен критерий кинематической неизменяемости. Для случая неизменяемой конструкции была выведена формула первой частоты собственных колебаний. Формула получена для произвольного числа панелей. Решения для заданного числа панелей, полученные с использованием формул Донкерлея (упрощенной) и Максвелла – Мора, были обобщены методом индукции. Значения собственной частоты, полученные при подстановке чисел в выведенную формулу, были сопоставлены с результатами численного решения. При численном решении собственная частота рассчитывалась через собственное число матрицы прогибов, полученных по формуле Максвелла – Мора. Сравнение аналитического решения с численным продемонстрировало высокую точность выведенной формулы. Все вычисления и аналитические преобразования были выполнены в системе компьютерной алгебры «Maple».

Ключевые слова: плоская ферма, первая собственная частота, упрощенная формула Донкерлея, формула Максвелла – Мора, метод индукции, критерий кинематической неизменяемости.

Введение. На стержневые конструкции в процессе эксплуатации могут оказывать влияние различные динамические нагрузки, вследствие которых механическая система выходит из состояния равновесия и возникают собственные (свободные) колебания. Динамические нагрузки могут иметь множество причин: сейсмические толчки, сильные ветровые потоки, движущийся транспорт, аварийные ситуации и т. д. Для учета воздействия на конструкцию нагрузок определяются динамические характеристики системы, важнейшей из которых является частота собственных колебаний [1]. Наиболее востребована в расчетах первая собственная частота. Для ее приближенного вычисления можно применять различные методы, из них наиболее распространены метод Донкерлея (для оценки снизу) [2–4] и метод Рэлея (для оценки сверху) [5–7]. Эти методы позволяют получить аналитическое решение, т. к. они не требуют составления характеристического уравнения частот, порядок которого зависит от числа степеней свободы фермы. Метод Рэлея дает более точное решение по сравнению с методом Донкерлея, однако решение получается громоздким. Также методом Рэлея невозможно найти решение, если формулы для конечных сумм не существует. В настоящей работе рассматривается метод Донкерлея, дающий компактное аналитическое решение, обладающее высокой точностью. Этим методом находят решения для определенного количества панелей фермы, которые затем обобщаются в решение для произвольного числа панелей методом индукции [8–10]. Для оценки погрешности приближенного решения производится сравнение результатов с точными вычислениями [11–13].

Модель фермы. Ферма является плоской статически определимой. По способу опирания ферма является балочной (пролетной), по очертанию поясов – прямоугольной (с параллельными поясами), по типу решетки – многораскосной. Высота фермы равна h , длина панели – a , пролет фермы содержит $2n$ панелей. Масса фермы равномерно распределена по узлам, масса

узла равна m . Принимается, что стержни не имеют массы. Жесткость всех стержней одинакова и равна EF . Предполагается, что узлы колеблются только по вертикали. Схема фермы изображена на рис. 1.

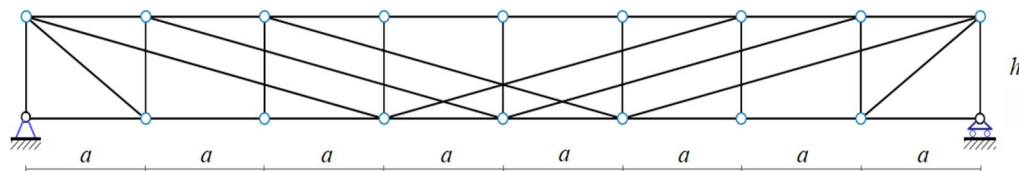


Рис. 1. Схема фермы при $n = 4$

Предложенная ферма является неизменяемой, если число панелей фермы в половине пролета удовлетворяет уравнению:

$$n = \frac{6k+5-(-1)^k}{4}, \quad (1)$$

где $k \in N$. Формула (1) выполняется для $n = 3, 4, 6, 7, 9, 10 \dots$. Если же (1) не выполняется, то ферма изменяемая, для таких ферм $n = 1, 2, 5, 8, 11 \dots$. Расчет будем проводить только для неизменяемых конструкций. Пример неизменяемой фермы приведен на рис. 1, изменяемой – на рис. 3. На рис. 2 показана схема распределения виртуальных скоростей [14–16] мгновенно изменяемой фермы, полученная из кинематического анализа. Узлы 3, 6, 9, 14, 17, 20 приобретают одинаковую вертикальную скорость v , остальные шарниры неподвижны.

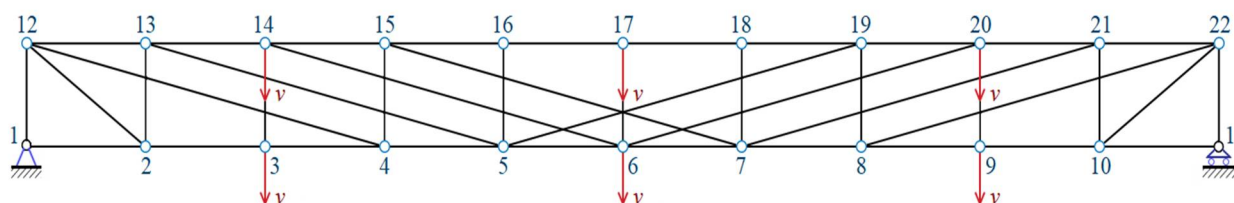


Рис. 2. Схема виртуальных скоростей при $n=5$

Число степеней свободы фермы равно количеству ее узлов: $K = 4n + 2$. При моделировании фермы в системе «Marple» опоры заменяются на стержни. Правая подвижная опора рассматривается как один вертикальный стержень, левая неподвижная – как два стержня: вертикальный и горизонтальный. В этом случае число стержней фермы: $v = 8n + 4$, число узлов: $u = 4n + 5$.

Расчет усилий в стержнях фермы. Для определения вектора усилий в стержнях фермы используется формула:

$$S = G^{-1}R,$$

где R – вектор нагрузок на узлы; G – матрица размером $v \times v$, в которую вносятся направляющие косинусы стержней, которые рассматриваются как векторы. Направляющие косинусы рассчитываются по формуле: $\cos(\alpha) = l_{\text{пр}} / l$, где $l_{\text{пр}}$ – проекция стержня на ось, l – длина стержня. Поскольку проекции стержней на ось x или y определяются как разность координат концов стержней по оси x или y соответственно, требуется пронумеровать все узлы и стержни (рис. 3) и в «Maple» задать координаты узлов конструкции:

```

> for i to 2*n+1 do
>   x[i]:=a*i-a:      y[i]:=0:
>   x[i+2*n+1]:=a*i-a: y[i+2*n+1]:=h:
> od:
> x[u-2]:=-a:         y[u-2]:=0:
> x[u-1]:=0:          y[u-1]:=-h:
> x[u]:=2*n*a:         y[u]:=-h:
    
```

Длина вертикальных опорных стержней принимается равной h , длина горизонтальных – a .

Решение системы уравнений в «Maple» дает значения усилий в стержнях. Рассмотрен случай, при котором нагрузка действует на центральный узел нижнего пояса фермы (на рис. 4 это узел под номером 5).

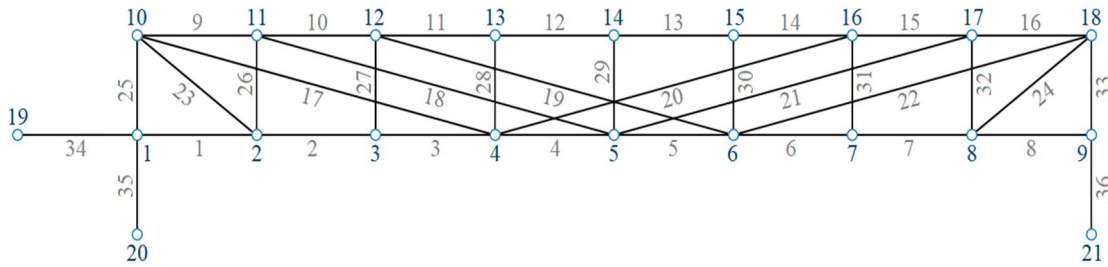


Рис. 3. Пример нумерации узлов и стержней фермы для $n = 4$

Оценка первой частоты собственных колебаний. Расчет первой собственной частоты колебаний системы выполняется по упрощенной формуле Донкерлея:

$$\omega_D^{-2} = m \sum_{i=1}^K \delta_i = \frac{m \delta_{\max} K}{2},$$

где δ_i – прогиб от действия вертикальной единичной силы на узел i ; $\delta_{\max}$ – максимальное из всех δ_i , $i = 1, \dots, K$. В рассчитываемой конструкции максимальный прогиб будет иметь узел с номером $n+1$ в середине нижнего пояса: $\delta_{\max} = \delta_{n+1}$. Значение $\delta_{\max}$ ищется по формуле Максвелла – Мора [17]:

$$\delta_{\max} = \sum_{j=1}^v (S_j^{(n+1)})^2 l_j \frac{1}{E_j F_j} = \frac{1}{EF} \sum_{j=1}^v (S_j^{(n+1)})^2 l_j,$$

где $S_j^{(n+1)}$ – усилие в стержне j , возникающее при действии единичной вертикальной силы на узел $n+1$; l_j – длина стержня j . Жесткость стержня EF вынесена за знак суммы, т. к. она принята одинаковой для всех стержней конструкции.

Вычисление прогиба в «Maple» для случаев с различными значениями k дает следующие результаты:

$$\delta_{\max}^{k=1} = \frac{216a^3 + 8c^3 + 16h^3}{16h^2 EF},$$

$$\delta_{\max}^{k=2} = \frac{416a^3 + 8c^3 + 24h^3 + 8f^3}{16h^2 EF},$$

$$\delta_{\max}^{k=3} = \frac{1296a^3 + 16c^3 + 24h^3}{16h^2 EF},$$

$$\delta_{\max}^{k=4} = \frac{1976a^3 + 16c^3 + 32h^3 + 8f^3}{16h^2 EF},$$

$$\delta_{\max}^{k=5} = \frac{4104a^3 + 24c^3 + 32h^3}{16h^2 EF},$$

$$\delta_{\max}^{k=6} = \frac{5552a^3 + 24c^3 + 40h^3 + 8f^3}{16h^2 EF},$$

$$\delta_{\max}^{k=7} = \frac{9504a^3 + 32c^3 + 40h^3}{16h^2 EF},$$

где $c = \sqrt{9a^2 + h^2}$ и $f = \sqrt{a^2 + h^2}$ – раскосы фермы.

На основании полученных формул прогиба для определенных k функционал «Maple» позволяет получить формулу прогиба для произвольного коэффициента k :

$$\Delta_{\text{ср}} = \frac{C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 h^3 + C_4 f^3}{16h^2 EF},$$

где коэффициенты C_1, C_2, C_3, C_4 зависят от k :

$$C_1 = 18k^3 + 9(5 - (-1)^k)k^2 + 15(5 - (-1)^k)k + 31 - 23(-1)^k,$$

$$C_2 = 4k + 2 - 2(-1)^k,$$

$$C_3 = 4k + 14 + 2(-1)^k,$$

$$C_4 = 4 + 4(-1)^k.$$

Тогда первая частота собственных колебаний:

$$\omega_D = 4h \sqrt{\frac{2EF}{mK(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 h^3 + C_4 f^3)}}.$$

Численное решение. Найденное аналитическое решение следует сравнить с численным, полученным стандартным путем с учетом всех степеней свободы узлов. Нагрузка распределяется равномерно по всем узлам фермы, которая представляется как система масс с K степенями свободы. При численном решении первая собственная частота колебаний определяется по формуле:

$$\omega_N = \sqrt{\frac{1}{m\lambda}},$$

где λ – собственное число матрицы прогибов, рассчитанных по формуле Максвелла – Мора. Для расчета первой собственной частоты использовался оператор Eigenvalues системы «Maple».

Приняты следующие значения величин: длина панели фермы $a = 3$ м, масса, сосредоточенная в каждом узле, $m = 100$ кг, модуль упругости стержней $E = 2,1 \cdot 10^{11}$ Па, площадь поперечного сечения стержней $F = 16$ см².

На рис. 4 приведены зависимости от коэффициента k частоты ω_D , полученной аналитически (сплошная линия), и частоты ω_N , полученной численно (штриховая линия). Рассматриваются два случая с различной высотой фермы: $h = 2$ м (фиолетовый цвет) и $h = 4$ м (голубой цвет).

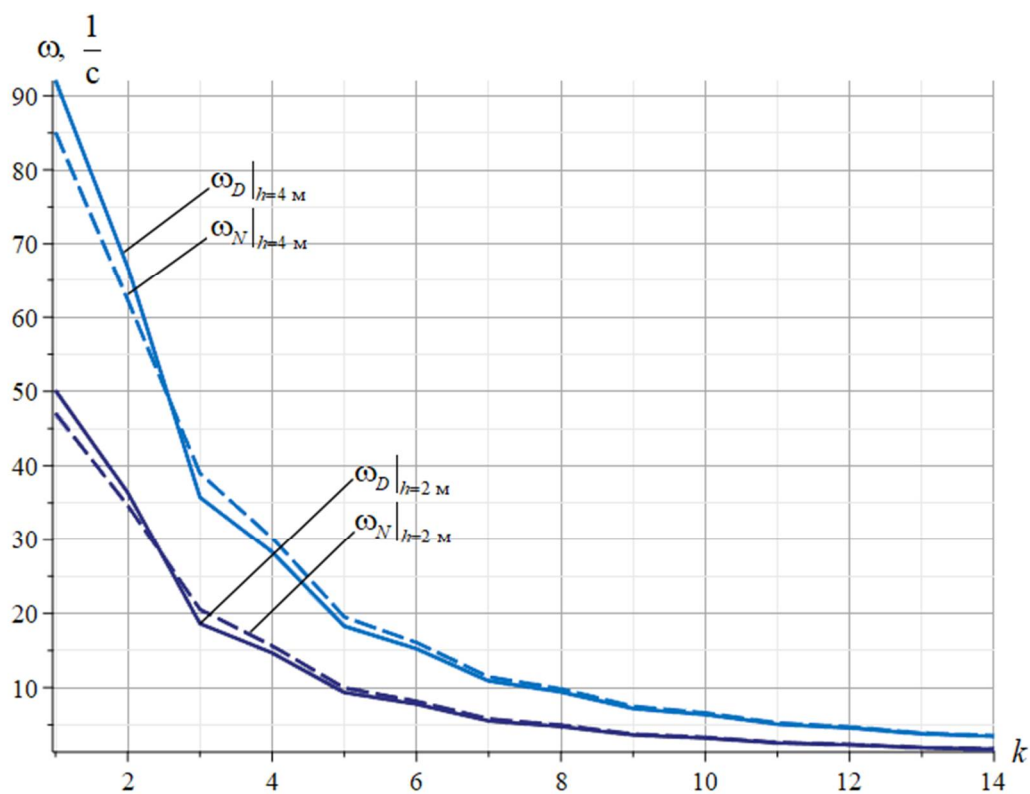


Рис. 4. Сопоставление аналитического и численного решений

Относительная погрешность аналитического решения оценивается по формуле:

$$\varepsilon = \frac{|\omega_D - \omega_N|}{\omega_N}.$$

Зависимость относительной погрешности ε от коэффициента k приведена на рис. 5.

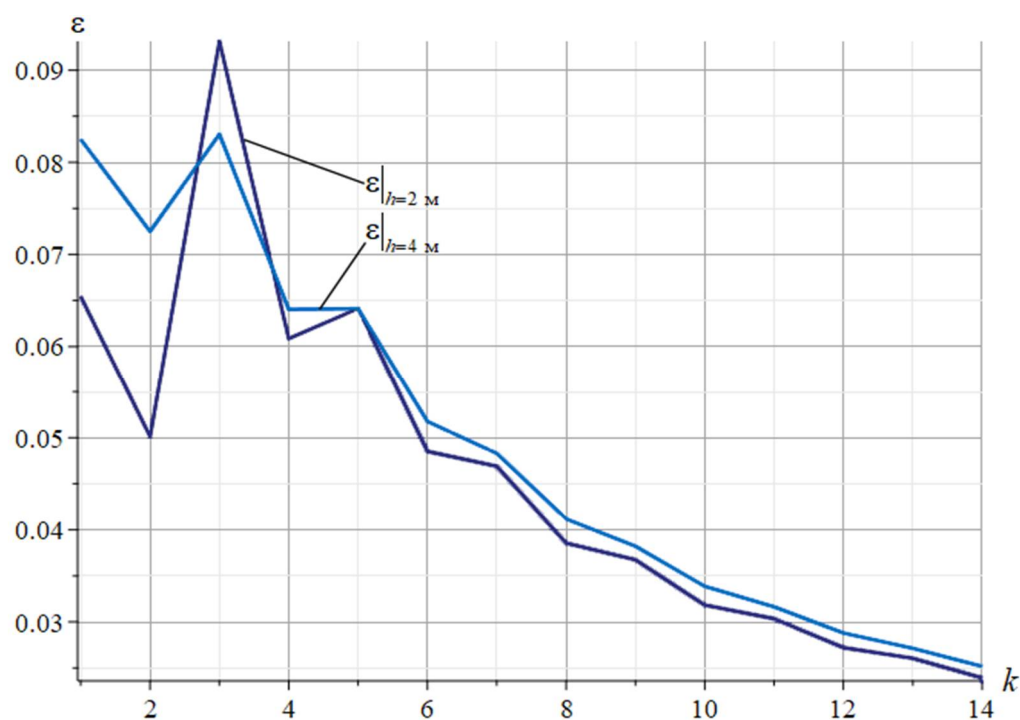


Рис. 5. Погрешность аналитического решения

Заключение. Предложена схема плоской статически определимой фермы, которая может быть использована на практике. Для обеспечения кинематической неизменяемости фермы количество ее панелей необходимо выбирать по формуле (1). Для конструкции выведена формула первой частоты собственных колебаний. Сравнение аналитического решения с численным показало, что формула обладает высокой точностью. Точность увеличивается с ростом количества панелей фермы. Использованный алгоритм получения формулы основной частоты можно применять для расчета других плоских статически определимых ферм.

Библиографический список

1. Хазов П. А., Кожанов Д. А., Анущенко А. М., Сатанов А. А. Динамика строительных конструкций при экстремальных природных воздействиях: колебания, прочность, ресурс. Н. Новгород: ННГАСУ, 2022. 96 с.
2. Комерзан Е. В., Ниналалов И. Г., Свириденко О. В. Расчет основной частоты собственных колебаний плоской модели составной фермы // Строительная механика и конструкции. 2023. Вып. 4 (39). С. 27–34. DOI: 10.36622/VSTU.2023.39.4.003.
3. Kirsanov M. N. Simplified Dunkerley method for estimating the first oscillation frequency of a regular truss // Construction of Unique Buildings and Structures. 2023. Iss. 3 (108). Article No 10801. DOI: 10.4123/CUBS.108.1.
4. Лыонг Конг Л. Зависимость области резонансно безопасных частот от размеров статически определимой плоской фермы // Строительная механика и конструкции. 2024. Вып. 2 (41). С. 16–26. DOI: 10.36622/2219-1038.2024.41.2.002.
5. Кирсанов М. Н. Метод энергетической коллокации для оценки основной частоты собственных колебаний фермы // Строительная механика и конструкции. 2023. Вып. 1 (36). С. 27–37. DOI: 10.36622/VSTU.2023.36.1.003.
6. Дзедзисашвили Г. Т. Применение поправочных коэффициентов в методе Рэлея при расчете основной частоты колебаний цилиндрической оболочки с прямоугольным сечением // Вестник СПбГУ. Математика. Механика. Астрономия. 2021. Т. 8 (66). Вып. 4. С. 646–652. DOI: 10.21638/spbu01.2021.410.
7. Кирсанов М. Н. Деформации и двухсторонняя оценка основной частоты собственных колебаний пространственной модели трехгранной башенной фермы // Строительная механика и конструкции. 2023. Вып. 1 (36). С. 7–18. DOI: 10.36622/VSTU.2023.36.1.001.
8. Комерзан Е. В., Свириденко О. В. Аналитический расчет прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. 2021. Вып. 2 (29). С. 29–37.
9. Dai Qiao. Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels // AlfaBuild. 2021. Vol. 17, Iss. 2 (17). Article No 1701. DOI: 10.34910/ALF.17.1.
10. Кирсанов М. Н. Аналитическая оценка прогиба и усилий в критических стержнях арочной фермы // Транспортное строительство. 2017. Вып. 9. С. 8–10.
11. Кирсанов М. Н. Оценка частоты колебаний опоры линии электропередач // Вестник МЭИ. 2022. Вып. 5. С. 150–156. DOI: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156.
12. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss // AlfaBuild. 2021. Vol. 20, Iss 5 (20). Article No 2001. DOI: 10.57728/ALF.20.1.
13. Кирсанов М. Н. Аналитическая оценка первой частоты собственных колебаний решетчатой фермы полураскосного типа // Строительная механика и конструкции. 2024. Вып. 3 (42). С. 7–15. DOI: 10.36622/2219-1038.2024.42.3.001.
14. Кирсанов М. Н. Признаки геометрической изменяемости регулярных ферм // Строительная механика и конструкции. 2021. Вып. 1 (28). С. 22–31.
15. Кирсанов М. Н., Воробьев О. В. Аналитический расчет деформаций и кинематический анализ плоской фермы с произвольным числом панелей // Научный журнал строительства и архитектуры. 2021. Вып. 3 (63). С. 113–122. DOI: 10.36622/VSTU.2021.63.3.011.

16. Кирсанов М. Н. Аналитическое моделирование нагружения балочной фермы регулярного типа // Вестник МЭИ. 2016. Вып. 6. С. 108–112.
17. Снитко Н. К. Строительная механика. М.: Высш. шк., 1980. 431 с.

References

1. Khazov P. A., Kozhanov D. A., Anushchenko A. M., Satanov A. A. Dynamics of building structures under extreme natural influences: fluctuations, strength, resource. Nizhny Novgorod: NNGASU, 2022. 96 p.
2. Komerzan E. V., Ninalalov I. G., Sviridenko O. V. Calculation of a planar model composite truss fundamental frequency // Structural mechanics and structures. 2023. Iss. 4 (39). Pp. 27–34. DOI: 10.36622/VSTU.2023.39.4.003.
3. Kirsanov M. N. Simplified Dunkerley method for estimating the first oscillation frequency of a regular truss // Construction of Unique Buildings and Structures. 2023. Iss. 3 (108). Article No 10801. DOI: 10.4123/CUBS.108.1.
4. Luong Cong L. Dependence of the region of resonance-safe frequencies on the sizes of statically determinable flat truss // Structural mechanics and structures. 2024. Iss. 2 (41). Pp. 16–26. DOI: 10.36622/2219-1038.2024.41.2.002.
5. Kirsanov M. N. Energy collocation method for the truss fundamental frequency estimation // Structural mechanics and structures. 2023. Iss. 1 (36). Pp. 27–37. DOI: 10.36622/VSTU.2023.36.1.003.
6. Dzebisashvili G. T. Applying adjustment factors in Rayleigh method to calculate vibrations principal frequency of a shell with rectangular cross-section // Vestnik of Saint Petersburg University. Mathematics. Mechanics. Astronomy. 2021. Vol. 8 (66). Iss. 4. Pp. 646–652. DOI: 10.21638/spbu01.2021.410.
7. Kirsanov M. N. Deformations and a two-sided evaluation of the natural vibrations fundamental frequency of a trihedral truss spatial model // Structural mechanics and structures. 2023. Iss. 1 (36). Pp. 7–18. DOI: 10.36622/VSTU.2023.36.1.001.
8. Komerzan E. V., Sviridenko O. V. Analytical calculation of the deflection of a plane external statically undetermined truss with an arbitrary number of panels // Structural mechanics and structures. 2021. Iss. 2 (29). Pp. 29–37.
9. Dai Qiao. Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels // AlfaBuild. 2021. Vol. 17. Iss. 2 (17). Article No 1701. DOI: 10.34910/ALF.17.1.
10. Kirsanov M. N. Analytical evaluation of deflection and forces in critical rods in arched truss // Transport construction. 2017. Iss. 9. Pp. 8–10.
11. Kirsanov M. N. Estimation of overhead power line support vibration frequency // Vestnik MEI. 2022. Iss. 5. Pp. 150–156. DOI: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156.
12. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss // AlfaBuild. 2021. Vol. 20. Iss. 5 (20). Article No 2001. DOI: 10.57728/ALF.20.1.
13. Kirsanov M. N. Analytical assessment of the first frequency of natural oscillations of a semi-dispatch type lattice truss // Structural mechanics and structures. 2024. Iss. 3 (42). Pp. 7–15. DOI: 10.36622/2219-1038.2024.42.3.001.
14. Kirsanov M. N. Signs of geometric variability of regular trusses // Structural mechanics and structures. 2021. Iss. 1 (28). Pp. 22–31.
15. Kirsanov M. N., Vorobev O. V. Analytical calculation of deformations and kinematic analysis of a flat truss with an arbitrary number of panels // Russian journal of building construction and architecture. 2021. Iss. 3 (63). Pp. 113–122. DOI: 10.36622/VSTU.2021.63.3.011
16. Kirsanov M. N. Analytical modeling of regular-type truss loading conditions // Vestnik MEI. 2016. Iss. 6. Pp. 108–112.
17. Snitko N. K. Structural mechanics. Textbook for universities. 3rd edition, revised. Moscow: Vysshaya shkola, 1980. 431 p.

FORMULA FOR THE FIRST FREQUENCY OF NATURAL OSCILLATIONS OF A PLANAR TRUSS WITH AN ARBITRARY NUMBER OF PANELS

K. K. Seleznev ¹

National Research University «MPEI» ¹
Russia, Moscow

¹ Student, e-mail: kirillseleznev@inbox.ru

A planar statically determinate truss is considered. It is assumed that the truss mass is concentrated in its nodes. The nodes perform only vertical oscillations. The truss can be variable or constant depending on the number of panels. A criterion of kinematic constant is given. For the case of a constant structure, a formula for the first frequency of natural oscillations was derived. The formula was obtained for an arbitrary number of panels. The solutions for a given number of panels obtained using the Donkerley (simplified) and Maxwell – Mohr formulas were generalized by the induction method. The values of the natural frequency obtained by substituting numbers into the derived formula were compared with the results of the numerical solution. In the numerical solution, the natural frequency was calculated through the eigenvalue of the deflection matrix obtained by the Maxwell – Mohr formula. Comparison of the analytical solution with the numerical one demonstrated the high accuracy of the derived formula. All calculations and analytical transformations were performed in the Maple computer algebra system.

Key words: planar truss, first natural frequency, simplified Donkerley formula, Maxwell – Mohr formula, induction method, criterion of kinematic immutability.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

УДК 534.13

DOI 10.36622/2219-1038.2025.46.3.005

КОЛЕБАНИЯ МАСШТАБНЫХ МОДЕЛЕЙ ПОДКРАНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ НАПРАВЛЕНИЯХ ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ОСНОВАНИЕ

И. В. Шкода¹, О. И. Ведяйкина², П. А. Хазов³

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет^{1,2,3}
Россия, г. Нижний Новгород

¹ Ст. преп. кафедры теории сооружений и технической механики, тел.: +7(911)064-77-77,
e-mail: ShkodaIrinaVasil@yandex.ru

² Канд. физ.-мат. наук, доц. кафедры общей физики и теоретической механики, e-mail: razvnauki@rambler.ru

³ Д-р техн. наук, доц. кафедры теории сооружений и технической механики, e-mail: khazov.nngasu@mail.ru

Постановка задачи. Исследуются динамические характеристики каркасных конструкций, подвергающихся значительным нагрузкам от подъемно-транспортных машин. Основное внимание уделено анализу влияния бетонного сердечника в трубобетонных колоннах на эффективность подкрановых систем. Актуальность работы обусловлена необходимостью повышения устойчивости конструкций к динамическим воздействиям и минимизации рисков разрушения при импульсных нагрузках.

Результаты. Экспериментальные испытания двух масштабных моделей показали, что максимальный эффект от применения бетонного сердечника (10,48 %) достигается при динамическом воздействии, направленном перпендикулярно шагу колонн (0°). При углах 45 и 90° эффективность составила 5,18 и 5,19 % соответственно по сравнению с полыми колоннами. Установлено, что трубобетонные элементы обеспечивают более высокие демпфирующие свойства, а также выявлена зависимость между жесткостью системы и первой собственной частотой колебаний: снижение жесткости приводит к уменьшению частоты, что важно для проектирования.

Вывод. Результаты подтверждают перспективность использования трубобетонных колонн в каркасных системах для повышения пространственной жесткости и устойчивости к динамическим нагрузкам. Полученные данные могут быть применены для разработки новых методов усиления существующих конструкций, особенно при модернизации промышленных зданий. Исследование вносит вклад в совершенствование подходов к проектированию, направленных на увеличение долговечности и надежности сооружений, эксплуатируемых в сложных условиях.

Ключевые слова: подкрановые конструкции, трубобетон, частота собственных колебаний, вибрации, демпфирование, экспериментальное моделирование, оптимизация конструкций.

Введение. В настоящее время наблюдается значительный рост требований к надежности подъемно-транспортных машин и оборудования. Этот рост обусловлен ключевой ролью данного типа техники в современном производстве, где она обеспечивает непрерывность и бесперебойность основных и вспомогательных технологических процессов в производственной, промышленной и строительной сферах [1].

Из всего перечня видов подъемно-транспортной техники повышенное внимание стоит уделить грузоподъемным кранам с подкрановыми конструкциями (рис. 1), так как сбой и аварии в работе этих механизмов могут привести к серьезным последствиям, включая травмы персонала, значительные материальные потери, негативное воздействие на окружающую

среду, порчу другого технологического оборудования. Одним из главных факторов, определяющих надежность и энергоэффективность подъемно-транспортных систем, является уровень нагруженности их конструкций в условиях эксплуатации. Так как в процессе работы подкрановые конструкции испытывают постоянные динамические воздействия различного рода, возникающие, например, при подъеме, перемещении и опускании грузов, во время движения и при торможении крана, при действии ветровых потоков на открытом воздухе и т. д., то особую важность приобретает исследование именно динамической нагруженности [2, 3].

Исследование причин возникновения динамических воздействий, их влияния на элементы подкрановых конструкций, а также разработка методов и способов, которые могут снизить негативные последствия и повысить общую надежность и долговечность подобных конструкций, является актуальной задачей, внимание которой уделяется в работах [4–9].

Подкрановые конструкции – это сборная система металлических балок и компонентов, предназначенных для поддержки крана и обеспечения его движения вдоль путей. На рис. 1 приведена схема расположения несущих и подкрановых конструкций, где стрелками показаны направления возможных движений тележки крана 1 вдоль кран-балки 2 и самой балки по крановым рельсам 3 подкрановой балки 4. Колонны 5 в таких системах могут иметь разнообразные сечения, включая открытые профили, такие как двутавры или швеллеры, а также закрытые формы, например, прямоугольное, квадратное или круглое сечение.

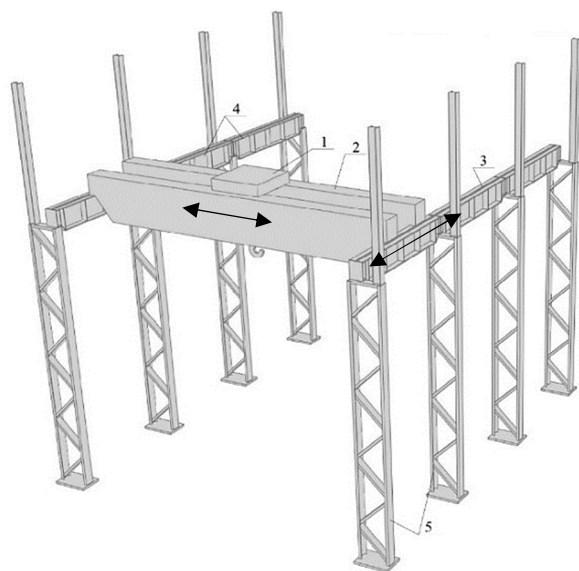


Рис. 1. Схема расположения несущих и подкрановых конструкций:
1 – тележка крана;
2 – мостовой кран (кран-балка);
3 – крановые рельсы;
4 – подкрановая балка;
5 – колонны

Для обеспечения безопасной и надежной эксплуатации подкрановой системы критически важно минимизировать колебания, возникающие при динамических воздействиях. С этой целью разработаны различные технологии, направленные на уменьшение амплитуды колебаний и повышение пространственной жесткости конструкции [10–13].

Важную роль в предотвращении колебаний играют системы повышенного демпфирования, представляющие собой комплексные технологические решения, направленные на регулирование колебаний в различных конструкциях и механизмах. Эти системы используют специальные материалы и устройства, которые способны уменьшить амплитуду и длительность колебаний. К материалам, применяемым в системах повышенного демпфирования, можно отнести специализированные эластомеры, полимеры с высокой демпфирующей способностью, активные материалы (например, пьезоэлектрические компоненты), виброизолирующие пеноматериалы, труботетон и др.

Труботетон вызывает особый интерес среди подобных материалов благодаря своей способности объединять характеристики бетона и стали. Он широко применяется для возведения конструкций с повышенной сопротивляемостью к вибрациям (рис. 2) [14–22].

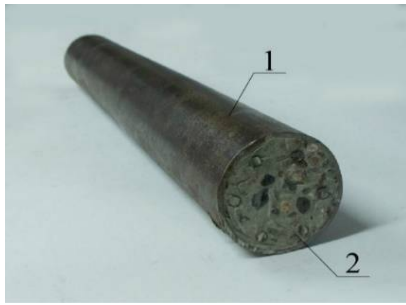


Рис. 2. Общий вид трубобетона:
1 – внешняя оболочка (стальная труба);
2 – внутренний наполнитель (бетон)

Материалы и методы исследования. Для оценки эффекта введения бетонного сердечника в металлическую оболочку стержневых элементов подкрановых конструкций были проведены модельные испытания каркаса промышленного здания со сквозными колоннами.

Сравнение демпфирующих свойств трубобетона с традиционными материалами осуществлялось на двух масштабных моделях каркаса (М1:6): с полыми стержнями (МКП – модель каркаса полая) и со сталебетонными стержнями, сердечник которых был изготовлен из специальной растворной смеси. Учитывая масштабный фактор и гранулометрический состав мелкозернистого бетона, было решено использовать в модели сердечник из цементно-песчаного раствора марки М100 с добавлением пластификатора для повышения пластичности и адгезии.

Конструкция каркаса включала стержни двухветвевых колонн, выполненные из хромированных труб диаметром 25 мм и длиной 1500 и 2000 мм, диагональные связи колонн из парных уголков 10×10×1 мм, а также крестовые связи, соединяющие двухветвевые колонны, также изготовленные из парных уголков размером 10×10×1 мм. Все элементы конструкции фиксировались болтами через фасонки, выполненные из перфорированной металлической ленты шириной 12 мм, что образовывало целостную масштабную модель каркаса промышленного здания для проведения сравнительных испытаний (рис. 3).

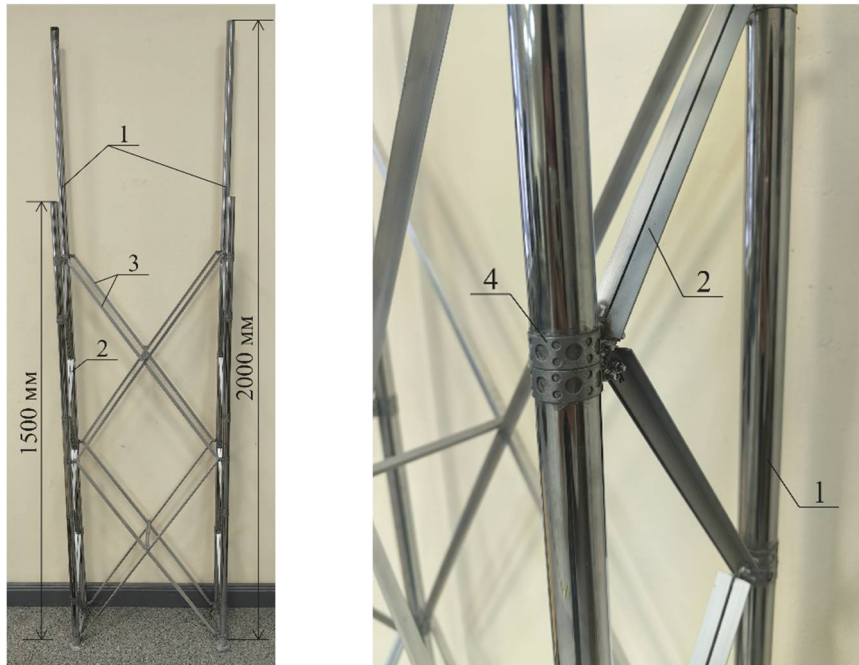


Рис. 3. Конструкция исследуемого макета каркаса (б):
1 – стержни колонн из хромированной трубы; 2 – диагональные связи колонн из парных уголков;
3 – крестовые связи каркаса из парных уголков; 4 – фасонки из перфорированной ленты

Следует отметить, что экспериментальная конструкция отличается от расчетной модели, представленной на рис. 1, поскольку в эксперименте не учитывается верхнее закрепление. Однако при реальном динамическом воздействии обе колонны будут совершать

колебания в одной фазе, и наличие ригеля не окажет существенного влияния на колебательный процесс. Это позволяет упростить модель и рассматривать колебания изолированно для одной колонны без потери точности результатов.

Для испытаний моделей каркасов была разработана специальная колебательная установка, представленная на рис. 4.

Для возбуждения колебаний макета каркаса производился толчок сварной металлической тележки 4 с деревянным поддоном 2. Макет каркаса 1 устанавливался на поддон. Для регистрации колебаний использовались два трехосных акселерометра типа ТБА массой около 50 г, что не оказывало существенного влияния на точность измерений. Один из акселерометров (датчик № 9) устанавливался на торец деревянной платформы 2 для фиксации колебаний основания, другой акселерометр (датчик № 10) закреплялся на стержень двухветвевой колонны для регистрации колебаний макета. Сигналы с акселерометров передавались в персональный компьютер для регистрации и последующего анализа результатов измерений. Жесткость системы регулировалась изменением количества пружин 5, соединяющих металлическую раму с тележкой, что позволяло варьировать условия эксперимента для более полного изучения динамических характеристик каркаса. Для задания нагрузки на каркас использовались две гири массой 5 кг каждая, общая нагрузка составляла 10 кг, гири размещались в корзине на деревянном основании, установленном на колоннах каркаса.

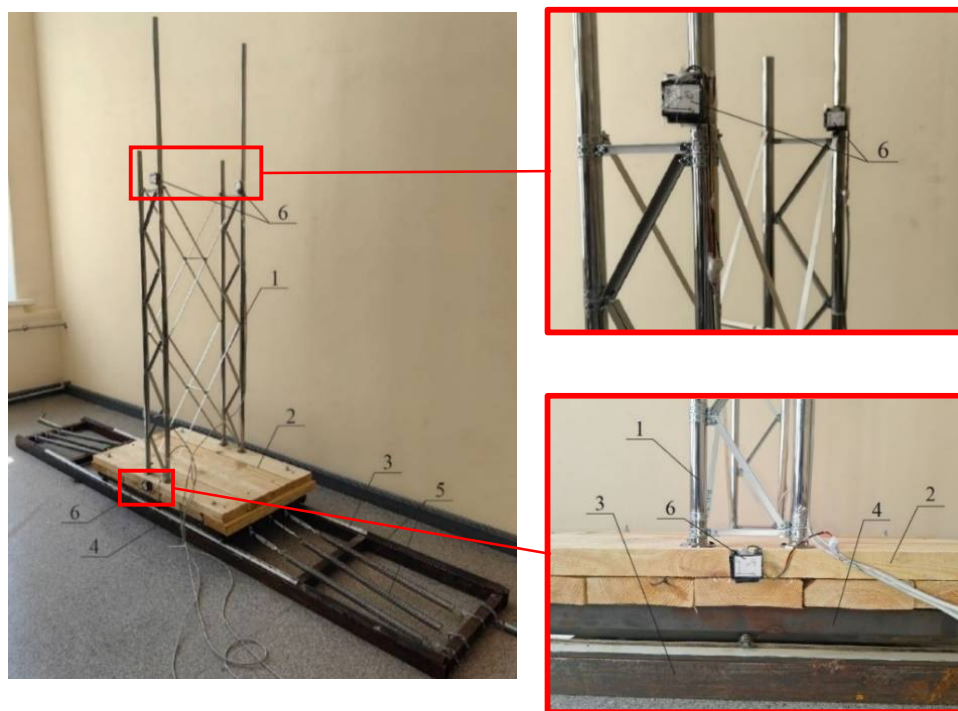


Рис. 4. Экспериментальная колебательная установка для испытаний модели каркаса подкрановой конструкции (а): 1 – макет каркаса; 2 – деревянная платформа; 3 – сварная металлическая рама с направляющими треугольного профиля; 4 – сварная металлическая тележка с шестью парными стальными колесами в виде подшипников качения; 5 – пружины для задания жесткости системы; 6 – датчики акселерометра

Испытания проводились в условиях динамического воздействия, рассматривались три различных сценария: 0, 45 и 90°. В каждом из них нагрузка была приложена к каркасу под постоянным углом, а изменение угла динамического воздействия на конструкцию достигалось путем изменения расположения макета на деревянной платформе (рис. 5).

После однократного толчка экспериментальной установки в каркасе возбуждались затухающие колебания. Для расчета параметров колебаний использовались данные проекций кажущегося ускорения, полученные с акселерометров.

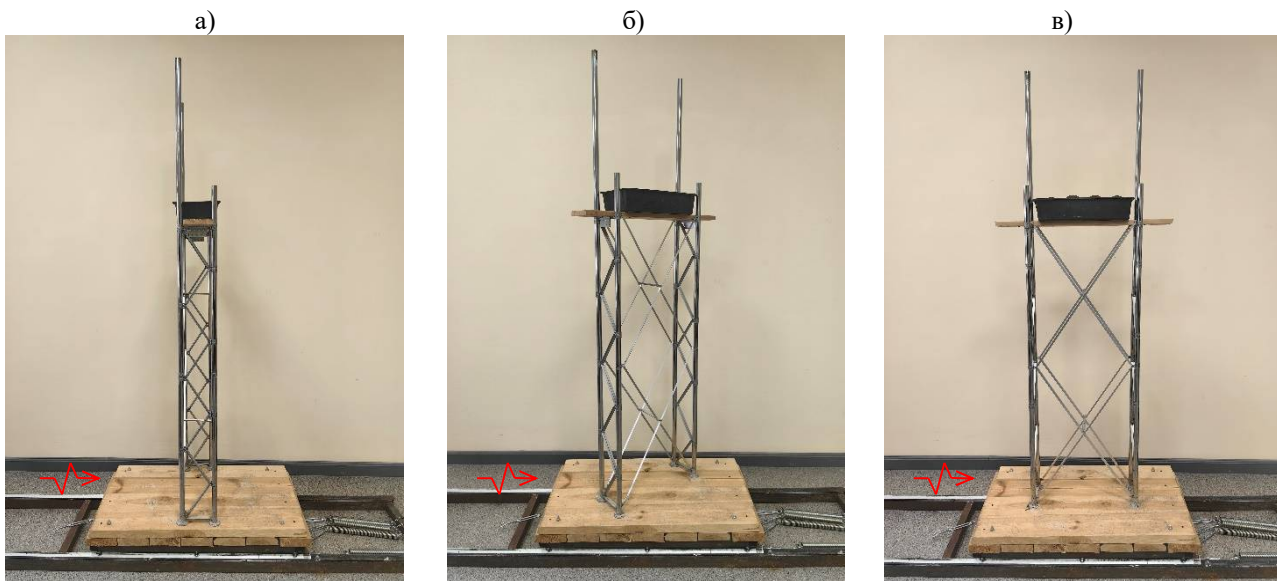


Рис. 5. Расположение каркаса на деревянном поддоне при расположении макета: под углом 0° (а); под углом 45° (б); под углом 90° (в)

Результаты экспериментального исследования. Для наглядного представления результатов эксперимента на рис. 6 представлены осциллограммы затухающих колебаний, отображающие графики перемещения A точек каркаса, на которых были установлены акселерометры, в зависимости от времени t .

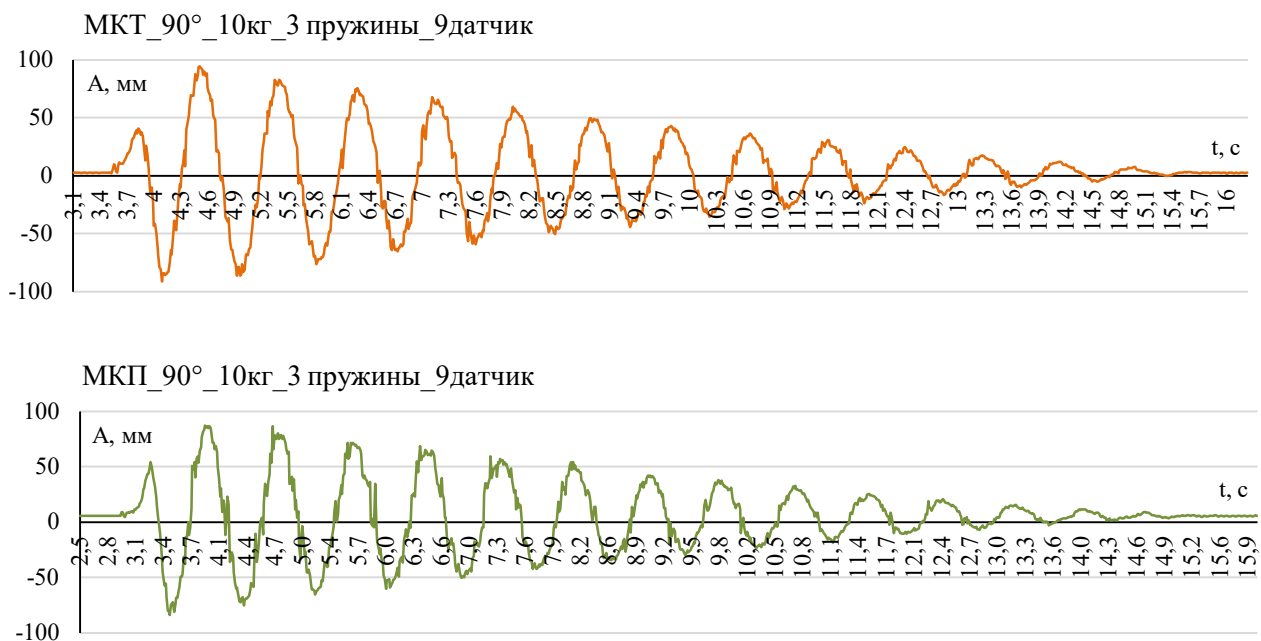


Рис. 6. Графики колебаний макетов каркаса МКТ и МКП с датчиком акселерометра, установленным на основание

Из анализа осциллограмм видно, что колебания макета каркаса весьма схожи с колебаниями линейных систем с вязким трением. Важной особенностью таких систем является то, что период собственных колебаний T практически не зависит от амплитуды A , что указывает на линейный характер динамического поведения исследуемой конструкции в пределах проводимых экспериментов.

Для определения круговой частоты колебаний в каждом эксперименте использовались следующие шаги:

1. На основе полученных осциллограмм фиксировалось количество полных колебаний и измерялось время, прошедшее с момента начального толчка до полного затухания колебаний;
2. По этим данным рассчитывался период колебаний T как отношение общего времени к количеству колебаний;

3. Затем вычислялась частота колебаний f по формуле:

$$f = \frac{1}{T};$$

4. На основе найденной частоты определялась круговая частота ω по формуле:

$$\omega = 2\pi f;$$

5. Для обеспечения высокой точности измерений каждый эксперимент включал серию из четырех независимых возбуждений колебаний. По результатам этих испытаний определялось среднее значение круговой частоты. В качестве примера в табл. 1 представлен расчет средней круговой частоты для одного из замеров (на рис. 6 приведена часть графика, соответствующая замеру полого каркаса). Незначительный разброс значений частоты (максимальное отклонение от среднего – 0,27 %) подтверждает достоверность данных и обоснованность использования усредненного показателя.

Таблица 1

Расчет средней круговой частоты

МКП_90°_10кг_3 пружины_9датчик	Замер	Число колебаний	Время, с	Период, с ⁻¹	Частота, Гц	Круговая частота, рад/с	Средняя круговая частота, рад/с
	1	14	10,811	0,772	1,295	8,137	8,13
	2	14	10,833	0,774	1,292	8,120	
	3	14	10,8	0,771	1,296	8,145	
	4	13	10,078	0,775	1,290	8,105	

В табл. 2 показаны результаты экспериментальных исследований двух типов каркасов – с полыми стержнями (МКП) и трубобетонными элементами (МКТ). В ней представлены расчетные значения средней круговой частоты, полученные при различных углах положения каркаса на платформе (0, 45 и 90°).

Таблица 2

Эффект внедрения бетонного сердечника в металлическую обойму

Жесткость системы	Номер датчика	Импульс под углом 0° (поперек шага колонн)			Импульс под углом 45°			Импульс под углом 90° (вдоль шага колонн)		
		Средняя круговая частота		Эффект внедрения сердечника, %	Средняя круговая частота		Эффект внедрения сердечника, %	Средняя круговая частота		Эффект внедрения сердечника, %
		МКП	МКТ		МКП	МКТ		МКП	МКТ	
4 пружины	9	9,89	8,86	10,41	9,26	8,88	4,10	9,45	8,97	5,08
	10	9,52	8,89	6,62	9,22	8,91	3,36	9,44	8,99	4,77
3 пружины	9	8,23	7,79	5,35	8,22	7,79	5,23	8,13	7,80	4,06
	10	8,24	7,81	5,22	8,19	7,83	4,40	8,12	7,82	3,69
2 пружины	9	6,92	6,63	4,19	6,82	6,63	2,79	6,89	6,62	3,92
	10	6,90	6,64	3,77	6,85	6,65	2,92	6,87	6,64	3,35
1 пружина	9	5,20	5,01	3,65	5,16	5,06	1,94	4,92	4,91	0,20
	10	5,23	4,98	4,78	5,14	5,05	1,75	5,18	4,91	5,21
Максимальный показатель эффективности, %				10,41			5,23			5,21

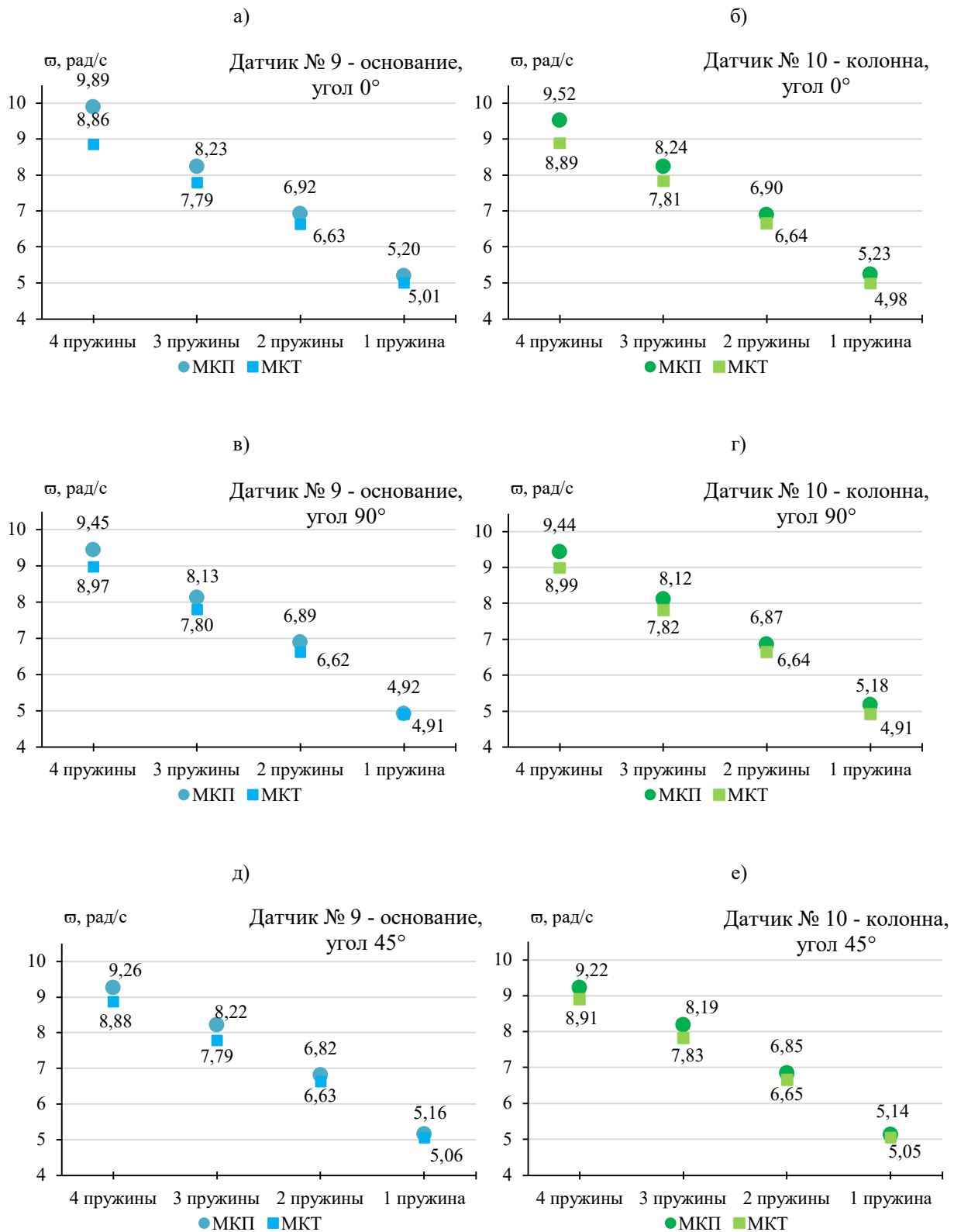


Рис. 7. Усредненные значения первой собственной частоты $\bar{\omega}$ колебаний моделей каркасов МКП и МКТ в зависимости от жесткости системы:
 а), в), д) датчик № 9, установленный на основание
 при положении каркаса на платформе под углами 0, 45, 90° соответственно;
 б), г), е) датчик № 10, установленный на колонну
 при положении каркаса на платформе под углами 0, 45, 90° соответственно.

Анализ данных показал важную связь между жесткостью системы и первой собственной частотой колебаний макета: снижение жесткости конструкции приводило к уменьшению первой собственной частоты. Исследование также позволило количественно оценить влияние внедрения бетонного сердечника в металлические стержни, демонстрируя изменения в динамических характеристиках каркаса при использовании трубобетонных элементов. Уменьшение собственной частоты за счет внедрения сердечника также подтверждается результатами, полученными в статье [23] при испытаниях шарнирно опертых стержней с заполнителем и без него.

Рис. 7 демонстрирует сравнение средних значений первой собственной частоты для полного и трубобетонного каркасов, позволяя визуально оценить влияние бетонного заполнения и угла приложения воздействия относительно положения каркаса на динамический отклик конструкций.

Выводы. Проведенный анализ экспериментальных данных позволил выявить существенное влияние бетонного сердечника на динамические характеристики каркасной конструкции. Наиболее значительный эффект наблюдался при динамическом воздействии, направленном перпендикулярно шагу колонн (0 градусов), где показатель эффективности внедрения бетонного сердечника достигал 10,41 % при наибольшей жесткости системы (тележка с каркасом и металлическая рама соединялись при помощи восьми пружин – по четыре пружины с каждой стороны).

При воздействии импульса под углами 45 и 90 градусов к каркасу эффективность внедрения бетонного сердечника составила 5,23 и 5,21 % соответственно для заполненных сердечником колонн. Полученные результаты демонстрируют, что применение трубобетонных элементов особенно эффективно при восприятии динамических нагрузок, действующих перпендикулярно шагу колонн подкрановых конструкций.

Применение трубобетонных колонн приводит к снижению собственных частот колебаний каркаса, обеспечивая ряд важных эксплуатационных преимуществ. Во-первых, уменьшение амплитуды колебаний конструкции приводит к снижению риска возникновения резонансных явлений при динамических нагрузках. Во-вторых, сдвиг частот в низкочастотную область позволяет эффективнее гасить вибрации от импульсных нагрузок (удары, пусковые моменты механизмов) и избегать опасного совпадения с частотами возмущающих сил, таких как ветровые порывы и сейсмические воздействия. При этом сохраняется несущая способность конструкции, а снижение динамической жесткости способствует уменьшению усталостных напряжений в металлических элементах и более равномерному распределению энергии колебаний, что в конечном итоге увеличивает ресурс эксплуатации всего сооружения.

Выявленные закономерности имеют важное практическое значение для оптимизации проектных решений промышленных сооружений, эксплуатируемых в условиях значительных динамических нагрузок. Результаты исследования могут быть использованы при разработке рекомендаций по проектированию и усилению каркасных конструкций промышленных зданий с учетом специфики действующих нагрузок.

Библиографический список

1. Лагереv А. В. Нагруженность подъемно-транспортной техники Брянск: БГТУ, 2010. 180 с.
2. Потапов А. Н., Зямбаев Н. А. Динамический расчет подкрановой фермы при конструктивно нелинейной работе ее элементов // Вестник ЮУрГУ. Сер.: Строительство и архитектура. 2015. Т. 15, № 3. С. 26–31.
3. Musilek, J. Horizontal Forces on Crane Runway Caused by Skewing of the Crane // IOP: Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 471. Issue 5. 052001. DOI: 10.1088/1757-899X/471/5/052001.

4. Musilek, J. Dynamical Model for Determination of Horizontal Forces on Crane. Runway during Motion of the Crane // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 603, Issue 5. 052076. DOI: 10.1088/1757-899X/603/5/052076.
5. Musilek, J. Dynamical Model for Calculation Transverse Forces between Overhead Bridge Crane and Crane Runway // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Building Defects 2019 (11th International Conference Building Defects), 28–29 November 2019. České Budějovice, Czech Republic, 2020. Vol. 728. 012001. DOI: 10.1088/1757-899X/728/1/012001.
6. Ахтулова Л. Н., Ахтулов А. Л., Кирасиров О. М., Машонский В. А. Визуальное моделирование двухбалочного мостового крана как сложной динамической системы // Омский научный вестник. 2014. № 1 (127). С. 147–152.
7. Федяева Г. А., Кочевин Д. В., Лозбинев В. П., Лозбинев Ф. Ю. Моделирование динамики электромеханической системы мостового крана // Вестник Брянского государственного технического университета. 2014. № 1 (41). С. 63–67.
8. Лагерева И. А. Влияние подкрановой конструкции на динамическую нагруженность мостового крана // Известия Тульского государственного университета. Технические науки. 2011. Issue 5–3.
9. Лагерева И. А. Моделирование эксплуатационной нагруженности металлоконструкции мостового крана общего назначения // Научно-технический вестник Брянского государственного университета. 2015. № 1. С. 49–54.
10. Корытов М. С., Щербатов В. С., Шершнева Е. О. Обоснование значений коэффициентов регуляторов гашения колебаний груза мостового крана // Вестник СибАДИ. 2017. № 1 (53). С. 12–19.
11. Vib J., Lee L., Huang P. [et al]. Parallel neural network combined with sliding mode control in overhead crane control system // Journal of Vibration and Control. 2014. № 20 (5). Pp. 749–760.
12. Круглов С. П., Аксаментов Д. Н. Метод адаптивного управления мостовым краном с прямым отслеживанием перемещения груза // Мехатроника, автоматизация, управление. 2020. № 21 (12). С. 682–688.
13. Аксаментов Д. Н., Круглов С. П., Ковыршин С. В. Установка по исследованию алгоритмов успокоения колебаний груза мостового крана // Транспортная инфраструктура Сибирского региона. 2019. Т. 2. С. 288–292.
14. Тамразян А. Г., Манаенков И. К. Испытание трубобетонных образцов малого диаметра с высоким коэффициентом армирования // Строительство и реконструкция. 2017. № 4 (72). С. 57–62.
15. Хазов П. А., Ерофеев В. И., Лобов Д. М. [и др.] Экспериментальное исследование расчетных длин и коэффициентов продольного изгиба композитных трубобетонных образцов // Приволжский научный журнал. 2022. № 4 (64). С. 16–24.
16. Хазов П. А., Ерофеев В. И., Лобов Д. М. [и др.] Экспериментальное исследование прочности композитных трубобетонных образцов малогабаритных сечений // Приволжский научный журнал. 2022. № 3 (63). С. 36–43.
17. Morino S., Tsuba K. Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan // Earthquake and Engineering Seismology. 2005. No. 1, Vol. 4. Pp. 51–73.
18. Wang J., Sun Q., Li J. Experimental study on seismic behavior of high-strength circular concrete-filled thin-walled steel tubular columns // Engineering Structures. 2019. Vol. 182. Pp. 403–415.
19. Prasanta K., Arun C. B., Konjengbam D. S. Experimental investigation of partially confined concrete-filled steel tubular square columns under lateral cyclic loading // Journal of Constructional Steel Research. 2023. Vol. 201.
20. Man Xu, Zhichao Ding, Xianjuan Hao, Shan Gao. Dynamic compression-bending performance of concrete-filled steel tubular columns under lateral impact // Buildings. 2023. Vol. 13 (9). DOI: 2289. 10.3390/buildings13092289.

21. Liu Jian, Yang Qinpeng. Experimental study on seismic behavior of steel tube column with recycled aggregate concrete infilled profile steel and H-shaped steel beam frame-reinforced concrete shear wall structures // *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*. 2023. DOI: 10.21203/rs.3.rs-3779230/v1.

22. Dai X. H., Lam D., Jamaluddin N. Numerical analysis of slender elliptical concrete filled columns under axial compression // *Thin-Walled Structures*. 2014. No 77. Pp. 26–35.

23. Шкода И. В. Повышение демпфирующих свойств стальных подкрановых конструкций за счет внедрения бетонного сердечника // *Машиностроение и инженерное образование*. 2024. № 1–2 (74). С. 25–34. DOI: 10.52261/18151051_2024_1-2_25.

References

1. Lagerev A. V. Loading of lifting and transport equipment. Bryansk: BSTU, 2010. 180 p.
2. Potapov A. N., Zyambaev N. A. Dynamic calculation of a crane truss with structurally nonlinear operation of its elements // *Bulletin of SUSU. Series: Construction and Architecture*. 2015. Vol. 15, no. 3. Pp. 26–31.
3. Musilek J. Horizontal forces on crane runway caused by skewing of the crane // *IOP: Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 471, Issue 5. P. 052001. DOI: 10.1088/1757-899X/471/5/052001.
4. Musilek J. Dynamical model for determination of horizontal forces on crane. Runway during Motion of the crane // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 603, Issue 5. P. 052076. DOI: 10.1088/1757-899X/603/5/052076.
5. Musilek J. Dynamical model for calculation transverse forces between overhead bridge crane and crane runway // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Building Defects 2019 (11th International Conference Building Defects)*, 28–29 November 2019, Czech Republic. 2020. Vol. 728. P. 012001. DOI: 10.1088/1757-899X/728/1/012001.
6. Akhtulova L. N., Akhtulov A. L., Kirasirov O. M., Mashonsky V. A. Visual modeling of a double-girder bridge crane as a complex dynamic system // *Omsk Scientific Bulletin*. 2014. No. 1 (127). Pp. 147–152.
7. Fedyaeva G. A., Kochevinov D. V., Lozbinev V. P., Lozbinev F. Yu. Modeling the dynamics of an electromechanical system of a bridge crane // *Bulletin of Bryansk State Technical University*. 2014. No. 1 (41). Pp. 63–67.
8. Lagerev I. A. Influence of the undercrane structure on the dynamic loading of an overhead crane // *Bulletin of Tula State University. Technical Sciences*. 2011. Issue 5–3.
9. Lagerev I. A. Modeling the operational loading of the metal structure of a general-purpose overhead crane // *Scientific and Technical Bulletin of Bryansk State University*. 2015. No. 1. Pp. 49–54.
10. Korytov M. S., Shcherbakov V. S., Shershneva E. O. Justification of the values of the coefficients of the regulators for damping the oscillations of the overhead crane load // *Bulletin of SibADI*. 2017. No. 1 (53). Pp. 12–19.
11. Vib J., Lee L., Huang P. Parallel neural network combined with sliding mode control in overhead crane control system // *Journal of Vibration and Control*. 2014. No. 20 (5). Pp. 749–760.
12. Kruglov S. P., Aksamentov D. N. Method of adaptive control of an overhead crane with direct tracking of load movement // *Mechatronics, Automation, Control*. 2020. No. 21 (12). Pp. 682–688.
13. Aksamentov D. N., Kruglov S. P., Kovyrshin S. V. Installation for studying algorithms for damping load oscillations of an overhead crane // *Transport Infrastructure of Siberian region*. 2019. Vol. 2. Pp. 288–292.
14. Tamrazyan A. G., Manaenkov I. K. Testing small-diameter tubular concrete specimens with a high reinforcement ratio // *Construction and Reconstruction*. 2017. No. 4 (72). Pp. 57–62.
15. Khazov P. A., Erofeev V. I., Lobov D. M. Experimental study of the calculated lengths and longitudinal bending coefficients of composite tubular concrete specimens // *Volga Region Scientific Journal*. 2022. No. 4 (64). Pp. 16–24.

16. Khazov P. A., Erofeev V. I., Lobov D. M. Experimental study of the strength of composite tubular concrete specimens of small-sized sections // *Volga Region Scientific Journal*. 2022. No. 3 (63). Pp. 36–43.
17. Morino S., Tsuba K. Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan // *Earthquake and Engineering Seismology*. 2005. Vol. 4, no. 1. Pp. 51–73.
18. Wang J., Sun Q., Li J. Experimental study on seismic behavior of high-strength circular concrete-filled thin-walled steel tubular columns // *Engineering Structures*. 2019. Vol. 182. Pp. 403–415.
19. Prasanta K., Arun C. B., Konjengbam D. S. Experimental investigation of partially confined concrete-filled steel tubular square columns under lateral cyclic loading // *Journal of Constructional Steel Research*. 2023. Vol. 201.
20. Man Xu, Zhichao Ding, Xianjuan Hao, Shan Gao. Dynamic compression-bending performance of concrete-filled steel tubular columns under lateral impact // *Buildings*. 2023. Vol. 13 (9). DOI: 2289. 10.3390/buildings13092289.
21. Liu Jian, Yang Qinpeng. Experimental study on seismic behavior of steel tube column with recycled aggregate concrete infilled profile steel and H-shaped steel beam frame-reinforced concrete shear wall structures // *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*. 2023. DOI: 10.21203/rs.3.rs-3779230/v1.
22. Dai X. H., Lam D., Jamaluddin N. Numerical analysis of slender elliptical concrete filled columns under axial compression // *Thin-Walled Structures*. 2014. No. 77. Pp. 26–35.
23. Shkoda I. V. Improving the damping properties of steel overhead crane structures by introducing a concrete core // *Mechanical Engineering and Engineering Education*. 2024. No. 1–2 (74). Pp. 25–34. DOI: 10.52261/18151051_2024_1-2_25.

FLUCTUATIONS OF SCALE MODELS OF CRANE STRUCTURES UNDER DIFFERENT DIRECTIONS OF DYNAMIC IMPACT ON THE FOUNDATION

I. V. Shkoda ¹, O. I. Vediaikina ², P. A. Khazov ³

Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering ^{1, 2, 3}
Nizhny Novgorod, Russia

¹ Assistant Professor of the Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, tel.: +7(911)064-77-77, e-mail: ShkodaIrinaVasil@yandex.ru

² PhD of Physical and Mathematical Sciences, Associate Professor of the Department of General Physics and Theoretical Mechanics, e-mail: razvnauki@rambler.ru

³ Dr. of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, e-mail: khazov.nngasu@mail.ru

Problem statement. This study examines the dynamic behavior of frame structures subjected to significant loads from hoisting and transporting machinery. The primary focus is on evaluating the effect of a concrete core in steel tubular columns on the performance of crane-supporting structures. The research is motivated by the need to enhance structural resilience under dynamic loading and mitigate failure risks caused by impulsive forces.

Results. Experimental tests on two scaled frame models demonstrated that the maximum efficiency of the concrete core (10.48 %) occurs under dynamic loading perpendicular to the column axis (0°). At impact angles of 45° and 90°, the efficiency decreased to 5.18 % and 5.19 %, respectively, compared to hollow columns. The findings confirm that tubular concrete elements improve damping capacity and reveal a correlation between system stiffness and the first natural frequency: reduced stiffness lowers this frequency, a critical factor in design.

Conclusions. The results highlight the advantages of tubular concrete columns in enhancing structural stability and resistance to dynamic loads. These insights can guide the development of reinforcement techniques for existing structures, particularly in industrial building upgrades. The study contributes to improved design methodologies, promoting the durability and reliability of structures operating under demanding conditions.

Key words: crane structures, concrete-filled steel tube, natural vibration frequency, damping, vibrations, damping, experimental modeling, structural optimization.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.04

DOI 10.36622/2219-1038.2025.46.3.006

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА С ПРИМЕНЕНИЕМ СИСТЕМ СЕЙСМОЗАЩИТЫ В ВИДЕ УЗЛОВ С ПОВЫШЕННЫМИ ДИССИПАТИВНЫМИ СВОЙСТВАМИ С УЧЕТОМ ИЗМЕНЧИВОСТИ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

О. В. Мкртычев¹, Е. М. Лохова²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет^{1,2}
Россия, г. Москва¹ Д-р техн. наук, зав. кафедрой сопротивления материалов, тел.: +7(499)183-34-83,
e-mail: MkrtychevOV@mgsu.ru² Ст. преп. кафедры сопротивления материалов, тел.: +7(916)837-18-40, e-mail: elm97@mail.ru

В сейсмических районах широко используются железобетонные пространственные рамные каркасы. Сейсмостойкость и механическая безопасность таких каркасов определяются не только несущей способностью основных несущих элементов (ригелей, стоек), но также и несущей способностью узлов сопряжения. В статье представлена оценка надежности железобетонного каркаса с применением систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами с учетом изменчивости сейсмического воздействия. Рассматривается полный рамный железобетонный каркас как с применением систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами, так и без. Для наиболее адекватной оценки надежности параметры исследуемых каркасов (в частности, диаграммы работы материалов) были идентифицированы по результатам расчетов подробных объемных моделей. Исследование надежности каркасов производится методом статических испытаний, случайное сейсмическое воздействие моделируется с помощью метода формирующего фильтра. При расчете на случайное сейсмическое воздействие интенсивностью 9 баллов были определены частоты отказов как для каркаса без систем сейсмозащиты, так и для каркаса с применением узлов с повышенными диссипативными свойствами. Полученные частоты отказов являются оценкой вероятности отказа и подтверждают высокую надежность исследуемых систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами.

Ключевые слова: теория надежности, метод статистических испытаний, сейсмозащита, вероятностный подход, случайные сейсмические воздействия, метод формирующего фильтра.

Введение. В настоящее время существуют различные системы сейсмозащиты зданий и сооружений: например, демпфирующие устройства, динамические гасители колебаний [1], резинометаллические опоры [1] и другие. Во многих случаях наиболее эффективным способом повышения сейсмостойкости является применение демпфирующих устройств, которые, в свою очередь, можно условно разделить на 2 группы: системы на основе вязких демпферов [3] и системы, диссипация энергии в которых происходит за счет развития пластических деформаций.

Системы, в которых могут развиваться пластические деформации, могут устраиваться непосредственно в узлах сопряжения ригелей и колонн. Данные системы описаны в ряде современных экспериментальных и теоретических исследований [4–8]. Несмотря на наличие экспериментальных исследований, в настоящее время недостаточно расчетных обоснований и разработанных методик расчета и оценки надежности подобных систем.

1. Постановка задачи. Объектом исследования является 5-этажное здание с полным рамным каркасом (рис. 1). Высота этажа рассматриваемого здания – 3 м; сечение ригелей – $0,4 \times 0,5$ м; сечение колонн – $0,4 \times 0,4$ м, размеры здания в плане – 18×24 м. Задание эксплуатационных нагрузок на здание производилось согласно действующей нормативной документации.

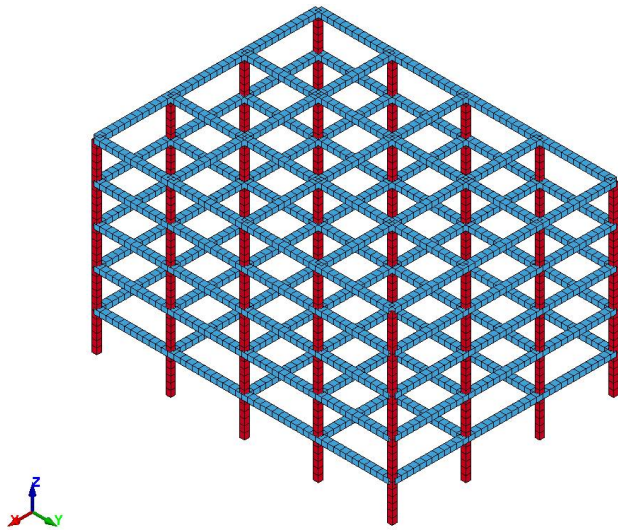


Рис. 1. Расчетная схема пространственного рамного каркаса

Для проведения анализа надежности железобетонного каркаса были разработаны две расчетные схемы каркаса: без использования систем сейсмозащиты и с использованием систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами (установленных в узлах сопряжения первого яруса конструкции).

Подробная объемная модель узла сопряжения с повышенными диссипативными свойствами представлена на рис. 2, описание конечно-элементной модели и результаты расчета в прямой нелинейной динамической постановке в ПК ANSYS/LS-DYNA представлены в [9].

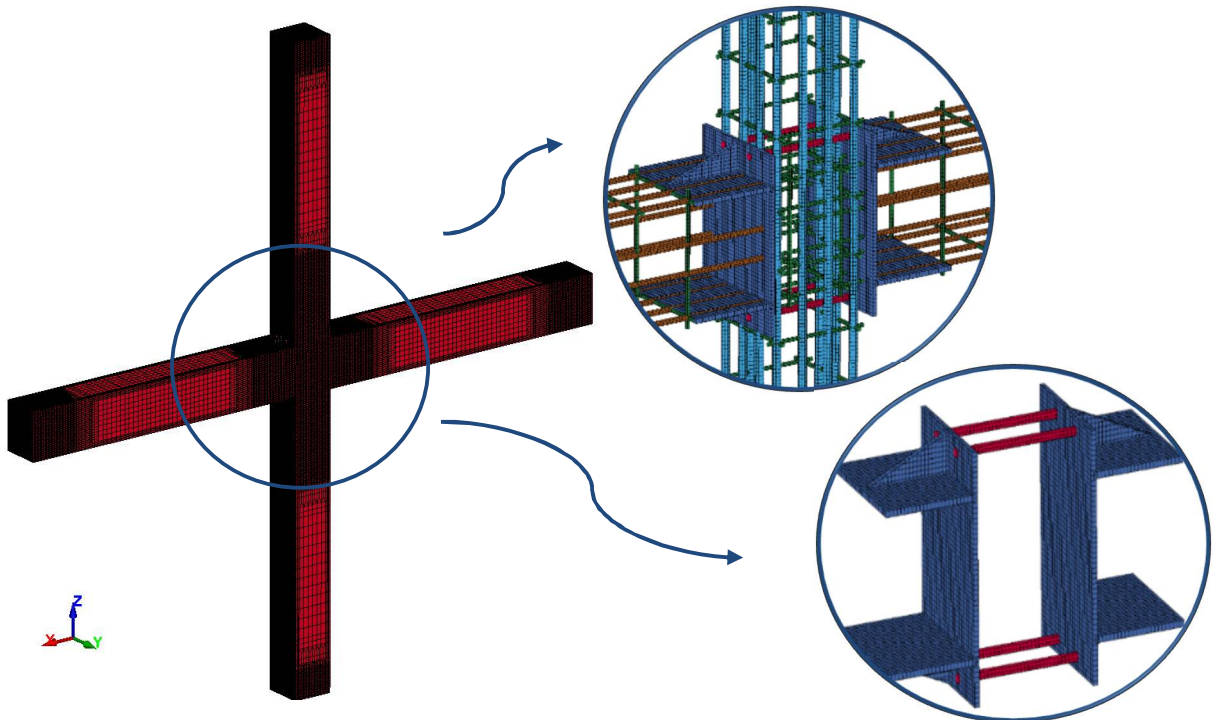


Рис. 2. Конечно-элементная модель узла сопряжения с повышенными диссипативными свойствами

По результатам расчетов объемных моделей узлов сопряжения [9] были идентифицированы параметры для стержневых (структурных) моделей узлов сопряжения (для узла с повышенными диссипативными свойствами и без).

В качестве основного критерия соответствия принимается критерий необрушения, то есть совпадение последовательности и характера разрушения элементов. Параметры стержневых моделей (в частности, диаграммы работы моделей материалов) подбираются таким образом, чтобы процессы накопления повреждений в структурных моделях начинались в тех же зонах, что и в объемной модели при идентичных уровнях нагружения.

На рис. 3, 4 представлены функции накопления повреждений в момент разрушения (для объемных моделей узлов сопряжения) и изополя пластических деформаций в стержневых элементах (для структурных моделей). Накопление повреждений для модели материала Karagozian & Case Concrete model (K&C) [10–12] определяется функцией, изменяющейся от 0 до 2, где 0 – отсутствие повреждений, а 2 – полное исчерпание несущей способности).

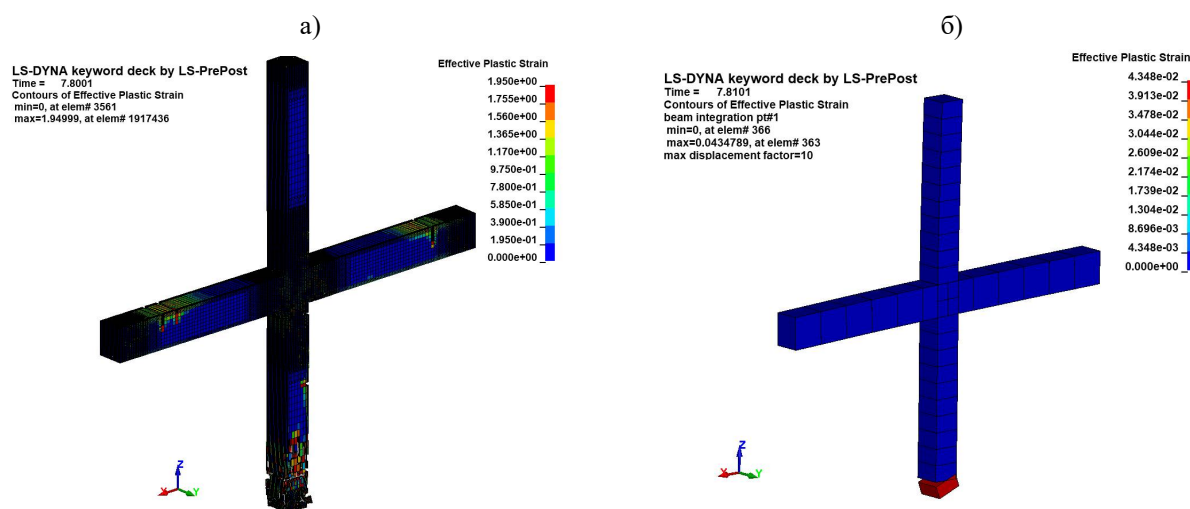


Рис. 3. Сопоставление моментов разрушения для узла без системы сейсмозащиты:
а) накопление повреждений в объемной модели; б) пластические деформации в стержневой модели

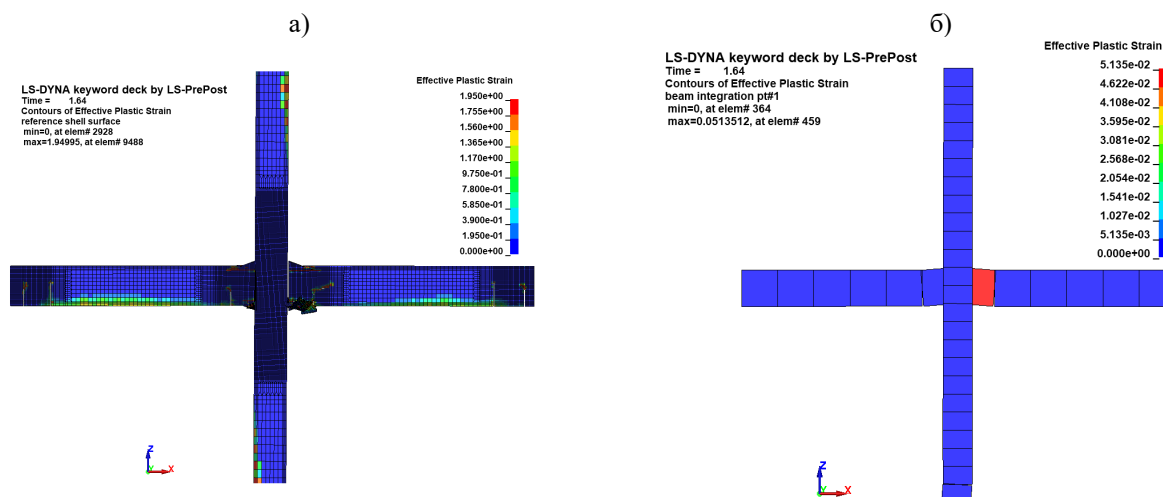


Рис. 4. Сопоставление моментов разрушения для узла с системой сейсмозащиты:
а) накопление повреждений в объемной модели; б) пластические деформации в стержневой модели

Описанные модели узлов сопряжения были использованы для исследований надежности железобетонных каркасов с применением и без применения систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами (для первого яруса каркаса).

2. Методы исследования. Известно, что сейсмическое воздействие представляет собой ярко выраженный случайный процесс. В связи с этим при расчёте зданий и сооружений на сейсмические воздействия возникает необходимость применения вероятностных методов для адекватной оценки их надёжности.

3. Основные положения теории надёжности строительных конструкций. При оценке надёжности с использованием аппарата случайных величин граница области допустимых состояний конструкции описывается следующим уравнением [13, 14]:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0, \quad (1)$$

где $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ – функция работоспособности; $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ – независимые параметры (случайные величины).

Вероятность отказа конструкции равна:

$$P_{rob} \{g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0\} = \int_{\Omega_n} \dots \int f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n, \quad (2)$$

где Ω_n – область отказовых состояний; $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ – совместная плотность вероятности случайных величин $(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Если все расчетные величины можно разделить на две группы (свойства конструкции и внешние воздействия), то для задач расчета на прочность условие отказа будет описываться неравенством:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = R(x_1, x_2, \dots, x_m) - Q(x_{m+1}, x_{m+2}, \dots, x_n) < 0, \quad (3)$$

или

$$g = R - Q < 0, \quad (4)$$

где Q – нагрузочный эффект; R – несущая способность; g – функция работоспособности.

Нагрузочный эффект и несущую способность конструкции целесообразно рассматривать как случайные величины, тогда вероятность реализации неравенства (4) примет вид [14]:

$$P_f = P_{rob} \{g = R - Q < 0\} = \int_{-\infty}^0 f_g(g) dg, \quad (5)$$

где P_f – вероятность отказа; P_{rob} – вероятность реализации события; $f_g(g)$ – плотность распределения функции работоспособности.

Так как параметры сейсмического воздействия описываются случайными величинами, распределенными не по нормальному закону, для вычисления вероятности отказа целесообразно прибегнуть к численным методам, позволяющим приближенно оценить значение многомерного интеграла вероятности. Одним из таких методов является метод статистических испытаний [15, 16]. Частота отказов v определяется как:

$$v = \frac{m}{n} \approx P_f, \quad (6)$$

где m – число отказов; n – общее число испытаний.

Полученная частота отказов v является оценкой искомой вероятности отказа P_f .

Метод статистических испытаний основан на ряде теорем:

1. Теореме Бернулли: при $n \rightarrow \infty$ $v \rightarrow P_f$;
2. Теореме Хинчина (законе больших чисел): $n \rightarrow \infty$, $\langle v \rangle \rightarrow \mu_v$;
3. Теореме Линдбергера-Леви (центральной предельной теореме): средняя частота появления отказов v имеет асимптотически нормальное распределение.

4. Моделирование сейсмического воздействия. В работах [17, 18] В. В. Болотин обосновал подход, согласно которому сейсмическое воздействие следует моделировать как нестационарный случайный процесс с заданными статистическими характеристиками. Нестационарный процесс $a(t)$ можно представить в виде произведения стационарного случайного процесса $y(t)$ и огибающей $A(t)$:

$$a(t) = A(t) \cdot y(t). \quad (7)$$

Огибающая определяется по закону:

$$A(t) = A_{\max} \frac{3t\tau}{9t^2 - 9t\tau + 4\tau^2}, \quad (8)$$

где τ – ширина импульса; t – время.

Стационарный случайный процесс $y(t)$ может быть получен с использованием метода формирующего фильтра [19, 20]. Ортонормированная последовательность нормально распределённых случайных величин $x(n)$ преобразуется посредством линейной операции в новую последовательность $y(n)$, обладающую требуемой корреляционной функцией:

$$y(n) = \sum_{k=0}^M c(k) \cdot x(n-k), \quad n = 1, \dots, N, \quad (9)$$

где $x(n)$ – белый гауссовский шум; $c(k)$ – весовые коэффициенты.

Стационарный случайный процесс $y(t)$ обладает следующей заданной спектральной плотностью (рис. 5).

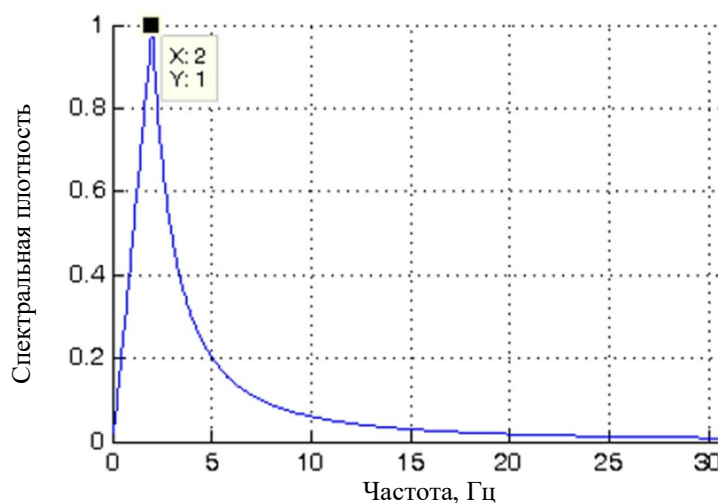


Рис. 5. Спектральная характеристика стационарного случайного процесса

По разработанной методике было синтезировано 50 реализаций случайного сейсмического воздействия (трехкомпонентных акселерограмм) со средней интенсивностью воздействия 9 баллов (доминантная частота – 2 Гц, шаг по времени – 0,01 с, длительность воздействия – 25 с). На рис. 6 представлен пример сгенерированной акселерограммы, а также ее спектральная плотность мощности для отдельного испытания.

На рис. 7 представлено распределение абсолютных максимумов величин ускорений для синтезированных акселерограмм. Было определено, что асимптотическое распределение абсолютных максимумов ускорений всех реализаций трехкомпонентного сейсмического воздействия аппроксимируется теоретическим распределением Гумбеля (двойное экспоненциальное распределение).

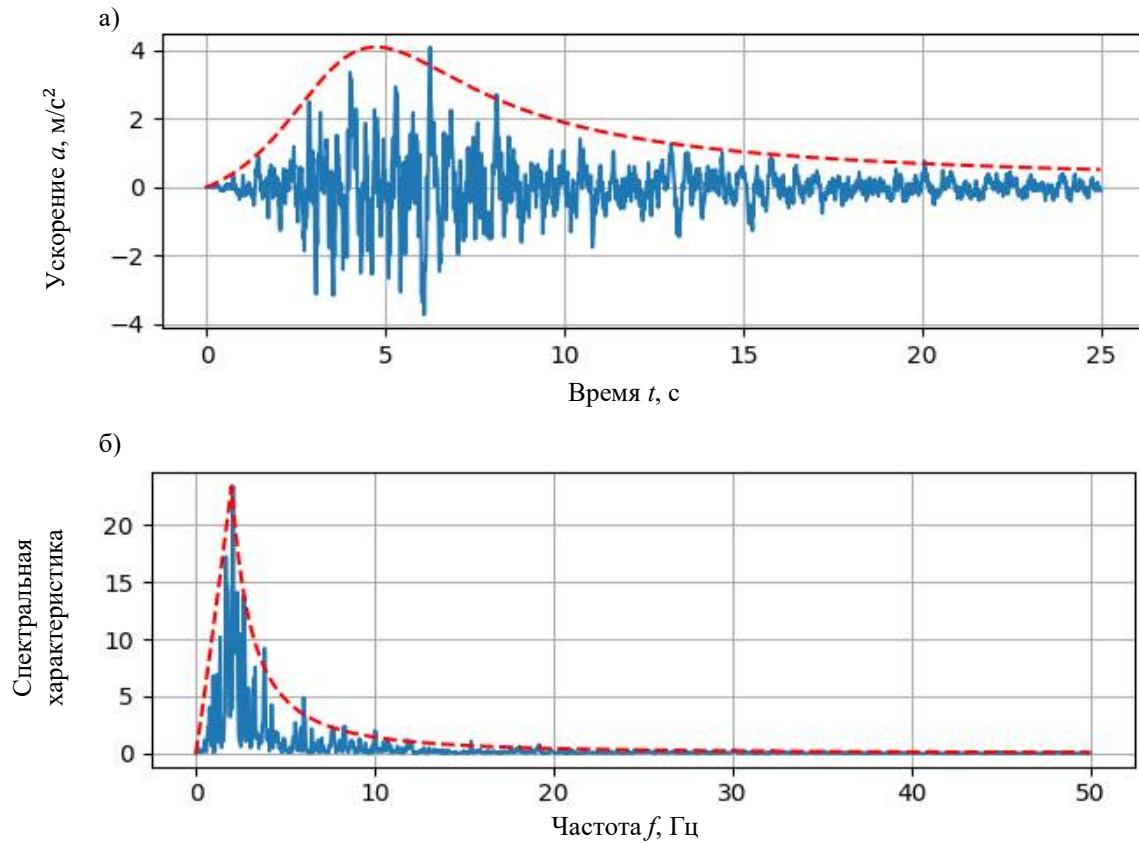


Рис. 6. Расчетная акселерограмма:
а) акселерограмма для отдельного испытания;
б) спектральная плотность мощности для отдельного испытания

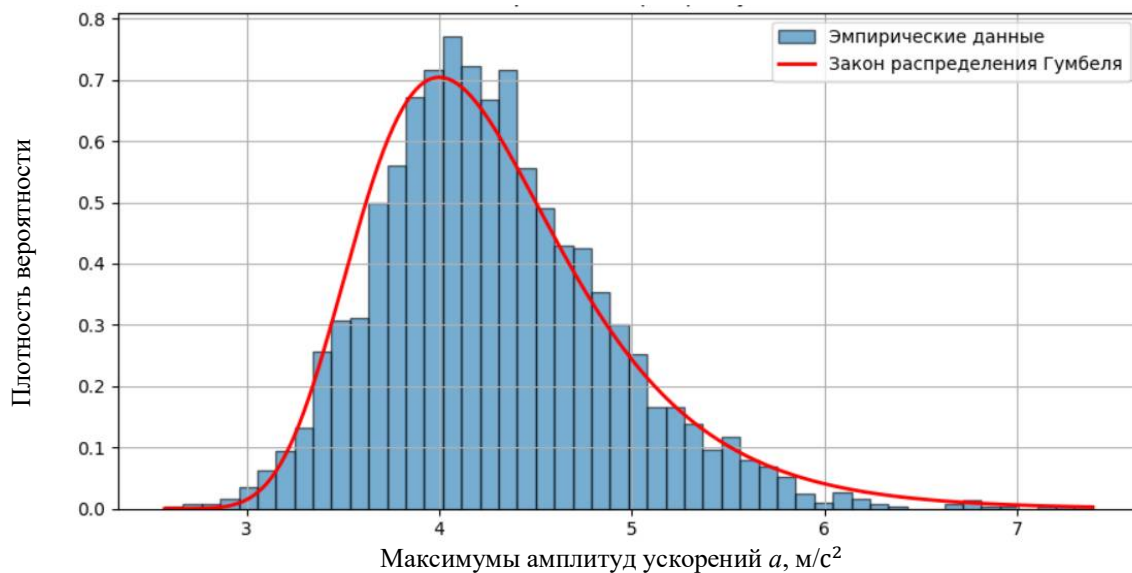


Рис. 7. Гистограмма максимумов амплитуд

5. Результаты исследования. Была проведена оценка надежности рассматриваемого 5-этажного здания при случайном сейсмическом воздействии интенсивностью 9 баллов (для здания с применением систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами и без). Для проведения оценки надежности 5-этажного здания с полным рамным каркасом с учетом изменчивости сейсмического воздействия была произведена серия

вероятностных расчетов методом статистических испытаний. По результатам расчетов производился анализ параметров случайной реакции системы. Полученные эмпирические распределения параметров реакции системы аппроксимировались теоретическими законами распределения.

На рис. 8, 9 представлены гистограммы эмпирических распределений и плотности вероятностей теоретических распределений значений сдвига первого этажа.

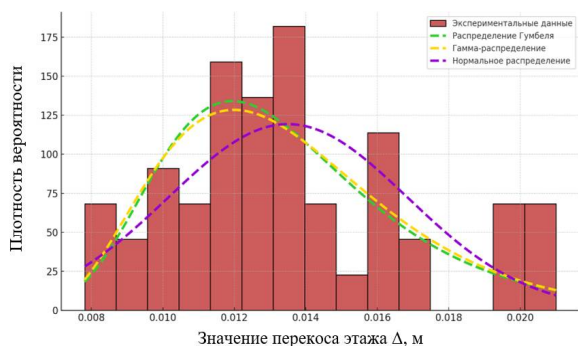


Рис. 8. Гистограмма эмпирического распределения и плотности вероятностей теоретических распределений (каркас без использования узлов с повышенными диссипативными свойствами)

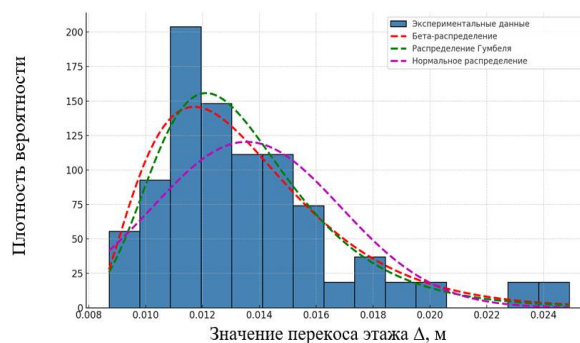


Рис. 9. Гистограмма эмпирического распределения и плотности вероятностей теоретических распределений (каркас с использованием узлов с повышенными диссипативными свойствами)

С помощью критерия максимального правдоподобия Стьюдента было установлено, что наиболее близкими к эмпирическим распределениям являются теоретические законы, соответственно гамма-распределение для здания без использования системы сейсмозащиты и бета-распределение для здания с использованием системы сейсмозащиты.

На рис. 10 представлены графики максимального сдвига первого яруса для исследуемых каркасов для одного из пятидесяти статистических испытаний.

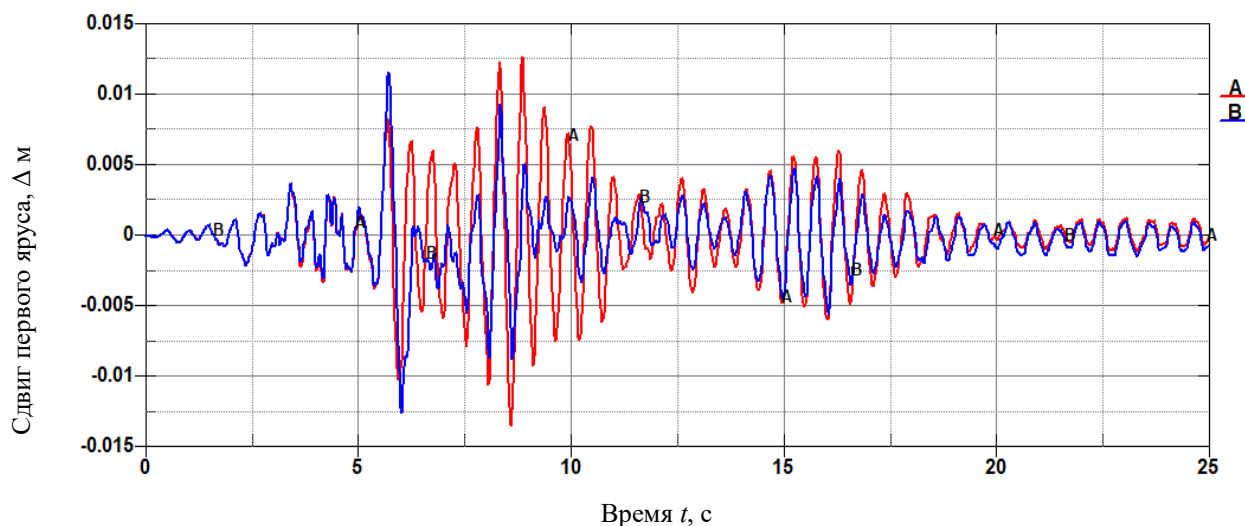


Рис. 10. Максимальное перемещение первого яруса:

А – здание без системы сейсмозащиты;

В – здание с применением систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами

Для исследуемых каркасов по критерию необрушения была определена частота отказов, которая является оценкой условной (т. е. при условии, что землетрясение произошло) вероятности отказа P_f .

Согласно методу статистических испытаний (6) частота отказов для каркаса без использования системы сейсмозащиты:

$$v = \frac{29}{50} = 0,58. \quad (10)$$

Для каркаса с применением системы сейсмозащиты:

$$v = \frac{2}{50} = 0,04. \quad (11)$$

Выводы

Построена функция распределения абсолютных максимумов ускорений случайной акселерограммы, синтезированной с помощью метода формирующего фильтра.

При расчете на случайное сейсмическое воздействие интенсивностью 9 баллов и анализе сдвигов этажа были определены частоты отказов как для каркаса без систем сейсмозащиты (частота отказов составила 0,58), так и для каркаса с применением узлов с повышенными диссипативными свойствами (частота отказов составила 0,04).

Также определено, что частота отказов здания с применением узлов с повышенными диссипативными свойствами приближается к частоте отказов здания без устройств сейсмозащиты при действии сейсмического воздействия интенсивностью 10 баллов.

Полученные частоты отказов подтверждают высокую надежность железобетонных каркасов с применением узлов с повышенными диссипативными свойствами при случайных сейсмических воздействиях.

Сведения о финансировании. Работа финансировалась Министерством науки и высшего образования РФ, проект № FSWG-2023-0004 «Система территориальной сейсмической защиты критически важных объектов инфраструктуры на основе гранулированных метаматериалов, обладающих свойствами широкодиапазонных фоновых кристаллов».

Библиографический список

1. Уздин А. М., Сандович Т. А., Самих Амин Аль-Насер-Мохомад. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. СПб.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1993. 176 с.
2. Бунов А. А. Оценка надежности зданий с системой сейсмоизоляции в резинометаллических опорах: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. М., 2014.
3. Sigaher-Boyle A. N., Constantinou M. C. Scissor-Jack-Damper energy dissipation system // Technical Report. 2004. 263 p.
4. Li W. [et al.] Seismic Behavior of Demountable Reinforced Concrete (RC) Beam-to-Column Joints with Damage-Control Fuses // Buildings. 2024. 20 p. <https://doi.org/10.3390/buildings14010020>.
5. Wu Z. [et al.] Experimental response of semi-rigid reinforced concrete beam-column joints with bolted angle dissipating connections // Journal of Building Engineering. 2024. Vol. 90. Article 109345.
6. Zhang H., Huang W., Li J., Quan W. Seismic behavior of precast concrete beam-to-column connection with double box bolted couplers // Engineering Structures. 2025. Vol. 326. Article 119499.
7. Rong X., Zhang X., Zhang J. Seismic behavior of innovation steel-embedded precast concrete beam-to-column joints // Structures. 2021. Vol. 34. Pp. 4952–4964.
8. Meas K., Li B., Pham T. P. Experimental and numerical studies on the seismic performance of RC interior beam-column joints // Advances in Structural Engineering. 2014. Vol. 17, no. 2. Pp. 233–247.

9. Мкртычев О. В., Лохова Е. М. Сейсмостойкость узлов железобетонного рамного каркаса с повышенными диссипативными свойствами // Известия вузов. Строительство. 2025. № 7.
10. Murray Y. D. Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean: FHWA-HRT-05-062, 2007. 77 p.
11. Wu J., Li L., Du X., Liu X. Numerical Study on the Asphalt Concrete Structure for Blast and Impact Load Using the Karagozian and Case Concrete Model // Advanced Asphalt Materials and Paving Technologies. 2017. Vol. 7, no. 202.
12. Wu Y., Crawford J. E. Numerical modeling of concrete using a partially associative plasticity model // American Society of Civil Engineers. 2015. Vol. 141, no. 12.
13. Мкртычев О. В., Райзер В. Д. Теория надежности в проектировании строительных конструкций: монография. М.: АСВ. 2016. 908 с.
14. Булушев, С. В. Оценка сейсмостойкости зданий с рамным каркасом на основе вероятностного нелинейного динамического анализа: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.17. М., 2020. 154 с.
15. Райзер В. Д. Теория надежности сооружений. М.: АСВ, 2010. 384 с.
16. Саргсян А. Е., Райзер В. Д., Мкртычев О. В. Метод статистических испытаний при расчете строительных конструкций на надежность. М.: РГОТУПС, 1999. 36 с.
17. Болотин В. В. Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат, 1961. 203 с.
18. Болотин В. В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1982. 351 с.
19. Мкртычев О. В., Решетов А. А. Расчет динамической системы на синтезированные акселерограммы // Вестник МГСУ. 2010. № 2. С. 100–104.
20. Reshetov A. A., Lokhova E. M. Assessment of the influence of the rotational components of seismic action on the SSS of a multistorey reinforced concrete building // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2022. Vol. 18, no. 1. Pp. 82–91

References

1. Uzdin A. M., Sandovich T. A., Samih Amin Al-Nasser-Mohomad. Fundamentals of the theory of earthquake resistance and earthquake-resistant construction of buildings and structures. St. Petersburg: Vedeneev VNIIG, 1993. 176 p.
2. Bunov A. A. Reliability Assessment of Buildings with Seismic Isolation Systems on Rubber-Metal Bearings: Diss. ... Cand. of Engineering Sciences: 05.23.17. Moscow, 2014.
3. Sigaher-Boyle A. N., Constantinou M. C. Scissor-jack-damper energy dissipation system // Technical Report. 2004. 263 p.
4. Li W. Seismic behavior of demountable reinforced concrete (rc) beam-to-column joints with damage-control fuses // Buildings. 2024. 20 p. <https://doi.org/10.3390/buildings14010020>.
5. Wu Z. Experimental response of semi-rigid reinforced concrete beam-column joints with bolted angle dissipating connections // Journal of Building Engineering. 2024. Vol. 90. Article 109345.
6. Zhang H., Huang W., Li J., Quan W. Seismic behavior of precast concrete beam-to-column connection with double box bolted couplers // Engineering Structures. 2025. Vol. 326. Article 119499.
7. Rong X., Zhang X., Zhang J. Seismic behavior of innovation steel-embedded precast concrete beam-to-column joints // Structures. 2021. Vol. 34. Pp. 4952–4964.
8. Meas K., Li B., Pham T. P. Experimental and numerical studies on the seismic performance of RC interior beam-column joints // Advances in Structural Engineering. 2014. Vol. 17, no. 2. Pp. 233–247.
9. Mkrtychev O. V., Lokhova E. M. Seismic resistance of reinforced concrete frame joints with increased dissipative properties // News of Universities. Construction. 2025. No. 7.

10. Murray Y. D. Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean: FHWA-HRT-05-062, 2007. 77 p.
11. Wu J., Li L., Du X., Liu X. Numerical study on the asphalt concrete structure for blast and impact load using the karagozian and case concrete model // *Advanced Asphalt Materials and Paving Technologies*. 2017. Vol. 7, no. 202.
12. Wu Y., Crawford J. E. Numerical modeling of concrete using a partially associative plasticity model // *American Society of Civil Engineers*. 2015. Vol. 141, no. 12.
13. Mkrtychev O. V., Raizer V. D. Reliability theory in the design of building structures: monograph. M.: ASV. 2016. 908 p.
14. Bulushev S. V. Assessment of seismic resistance of buildings with a frame based on probabilistic nonlinear dynamic analysis: diss. ... cand. of Engineering Sciences: 05.23.17. M., 2020. 154 p.
15. Raizer V.D. Reliability theory of structures. M.: ASV, 2010. 384 p.
16. Sargsyan A. E., Raizer V. D., Mkrtychev O. V. Method of statistical tests in calculating the reliability of building structures. M.: RGOTUPS, 1999. 36 p.
17. Bolotin V. V. Statistical methods in structural mechanics. M.: Stroyizdat, 1961. 203 p.
18. Bolotin V. V. Methods of probability theory and reliability theory in calculating structures. M.: Stroyizdat, 1982. 351 p.
19. Mkrtychev O. V., Reshetov A. A. Calculation of a dynamic system on synthesized accelerograms // *Bulletin of MGSU*. 2010. No. 2. Pp. 100–104.
20. Reshetov A. A., Lokhova E. M. Assessment of the influence of the rotational components of seismic action on the SSS of a multistorey reinforced concrete building // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2022. Vol. 18, no. 1. Pp. 82–91.

RELIABILITY ASSESSMENT OF A REINFORCED CONCRETE FRAME USING SEISMIC PROTECTION SYSTEMS IN THE FORM OF UNITS WITH INCREASED DISSIPATIVE PROPERTIES TAKING INTO ACCOUNT THE VARIABILITY OF SEISMIC IMPACT

O. V. Mkrtychev ¹, E. M. Lokhova ²

National Research Moscow State University of Civil Engineering ^{1,2}
Moscow, Russia

¹ Dr. of Technical Sciences, Head of the Department of Strength of Materials, tel.: +7(499)183-34-83, e-mail: MkrtychevOV@mgsu.ru

² Assistant Professor of the Department of Strength of Materials, tel.: +7(916)837-18-40, e-mail: elm97@mail.ru

Reinforced concrete spatial frame structures are widely used in seismically active regions. The seismic resistance and mechanical safety of such frames are determined not only by the load-bearing capacity of the primary structural elements (beams and columns), but also by the performance of their connection joints. This paper presents a reliability assessment of a reinforced concrete frame incorporating seismic protection systems in the form of joints with enhanced dissipative properties, taking into account the variability of seismic input. A complete reinforced concrete frame is considered, both with and without the implementation of seismic protection systems represented by high-dissipation joints. To ensure a more accurate reliability evaluation, the parameters of the studied frames (in particular, the material behavior diagrams) were identified based on detailed finite element models. The reliability analysis of the frames was conducted using the method of statistical testing, while the random seismic excitation was simulated using the shaping filter method. For seismic actions with an intensity of 9 on the MSK scale, failure frequencies were determined for both the unprotected frame and the frame equipped with high-dissipation joints. The obtained failure frequencies serve as estimates of failure probability and confirm the high reliability of the examined seismic protection systems based on joints with enhanced dissipative characteristics.

Key words: reliability theory, statistical testing method, seismic protection, probabilistic approach, stochastic seismic excitations, shaping filter method.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.014.2

DOI 10.36622/2219-1038.2025.46.3.007

ВЛИЯНИЕ ПРИВЕДЕННОЙ ТОЛЩИНЫ ВЕРХНЕГО ПОЯСА ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ НА УСЛОВНУЮ ДЛИНУ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗКИ

В. В. Зверев ¹, В. С. Маркеев ², С. Н. Бессонов ³Липецкий государственный технический университет ^{1,2}

Россия, г. Липецк

Белгородский государственный технологический университет имени В. Г. Шухова ³

Россия, г. Белгород

¹ Чл.-кор. РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой металлических конструкций, тел.: +7(910)742-87-14,
e-mail: zverev2901@gmail.com

² Аспирант кафедры металлических конструкций, инженер-конструктор, тел.: +7(920)505-25-42,
e-mail: vladmarkeev@yandex.ru

³ Аспирант кафедры строительства и городского хозяйства, инженер-конструктор, тел.: +7(980)253-05-16,
e-mail: insomnin@mail.ru

Постановка задачи. Провести исследование влияния изменения момента инерции верхнего пояса подкрановой балки на приведенную условную длину распределения нагрузки и соответственно приведенную толщину верхнего пояса подкрановой балки при модернизации сечения путем постановки к верхнему поясу вертикальных ламелей по всему пролету конструкции.

Результаты. Составлена пространственная конечно-элементная модель, расчетная схема исследуемых подкрановых конструкций металлургического цеха кранов тяжелого режима работы. На примере данных моделей проведено исследование влияния увеличения момента инерции верхнего пояса при модернизации сечения верхнего пояса при приложении сосредоточенной нагрузки от колеса крана.

Выводы. Данные, полученные в результате численного исследования моделей подкрановых балок при усилении верхнего пояса вертикальными ламелями, позволяют сделать следующие выводы: увеличение момента инерции верхнего пояса балки ведет к прямо пропорциональному росту условной длины распределения нагрузки; усиление сечения подкрановой балки путем постановки вертикальных ламелей к верхнему поясу снижает локальные напряжения в верхней сжатой зоне стенки от сосредоточенного давления крана.

Ключевые слова: подкрановая балка, тяжелый режим работы крана, условная длина распределения нагрузки, приведенная толщина, метод конечных элементов, пространственный расчет, локальные напряжения, напряженно-деформированное состояние.

Введение. Известно, что верхняя сжатая зона стенки подкрановых балок (ПБ), является наиболее нагруженной зоной и подвержена воздействию трех основных групп компонентов напряженно-деформированного состояния. Один из наиболее распространенных и опасных дефектов подкрановых балок – усталостные трещины в верхней сжатой зоне стенки ПБ [1–2] – в немалой степени обусловлен сложным напряженно-деформированным состоянием в данной зоне стенки.

Проблематику этого вопроса активно начали рассматривать во второй половине прошлого века такие ученые и инженеры, как А. Б. Патрикеев, К. К. Нежданов, Б. М. Броуде, Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, И. Е. Спенглер, А. А. Апалько, А. С. Довжененко [3–10], несмотря на это,

данная тема остается актуальной и сейчас, ею занимаются такие авторитетные авторы, как Г. И. Белый, Б. Н. Васюта, В. В. Зверев, О. А. Туснина, Г. В. Чалков, А. И. Складнев [11–20].

Рассмотрим компоненты напряженно-деформированного состояния верхней сжатой зоны подкрановой балки бесконечно малого элемента стенки ПБ приближенного к угловому шву таврового сварного соединения стенки с верхним поясом ПБ [15, 17] (рис. 1):

- $\sigma_{x,0}$; $\tau_{xy,0}$ – напряжения от общего изгиба балки и соответственно касательные (тангенциальные) напряжения от общего изгиба ПБ;
- σ_{fx} ; σ_{fy} ; $\tau_{fxy,0}$ – нормальные и касательные напряжения от местного кручения верхнего пояса (МКП);
- $\sigma_{loc,y}$; $\sigma_{loc,x}$; $\tau_{loc,xy}$ – местные нормальные и касательные напряжения от сосредоточенной нагрузки.

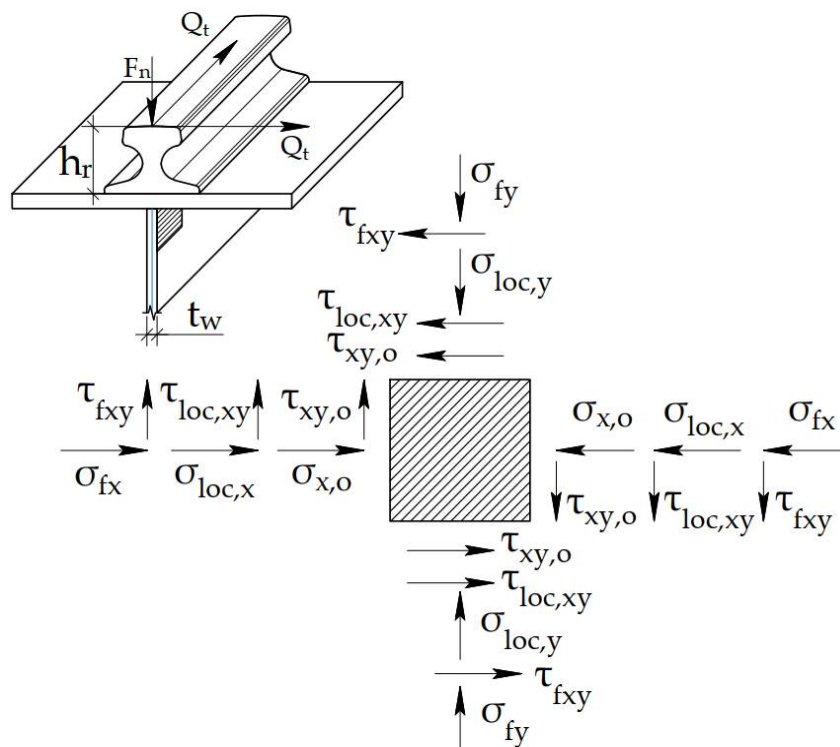


Рис. 1. Компоненты сложного напряженно-деформированного состояния верхней сжатой зоны стенки подкрановых балок

Одной из схем, обеспечивающих снижение наиболее опасных компонентов напряженно-деформированного состояния верхней сжатой зоны ПБ кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, является схема постановки к верхнему поясу трехлистных сварных ПБ двутаврового сечения вертикальных ламелей высотой h_L и толщиной t_L по всему пролету балки, образующих П-образное сечение (рис. 2). Подобные схемы рассматривались как один из способов усиления двутавровых сварных балок с дефектами¹.

Несмотря на то, что данная схема усиления верхнего пояса ПБ известна с конца прошлого века и, хоть и редко, применяется в рамках ремонтов конструкций ПБ, работа данного сечения малоизучена, пространственная работа данного сечения в расчетной схеме подкрановой балки и его влияние на сложное напряженно-деформированное состояние верхней сжатой зоны стенки ПБ не изучены, а подход к проектированию таких конструкций современными нормами не формализован.

¹ Руководство по восстановительному ремонту подкрановых балок / Министерство металлургии СССР. – М., 1991. – 118 с.

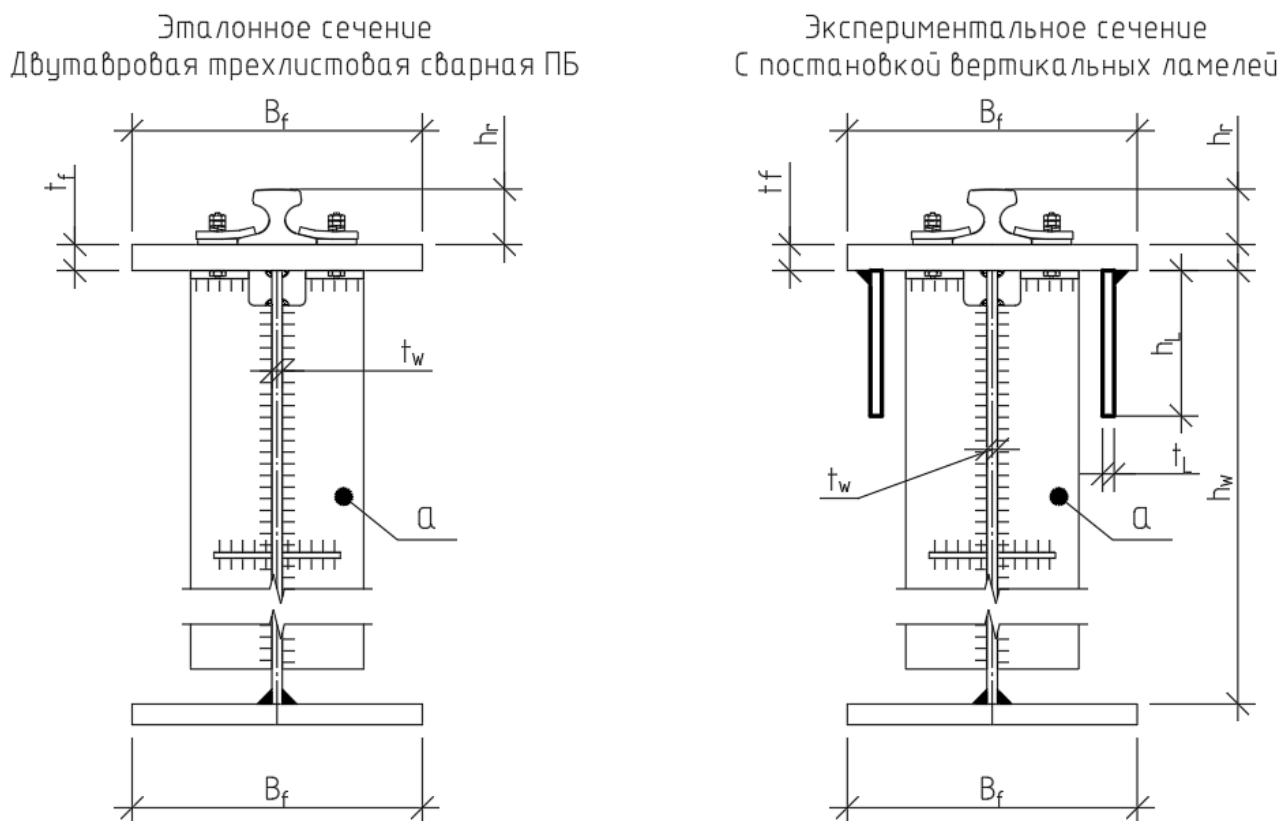


Рис. 2. Традиционное двутавровое и модернизированное экспериментальное сечение ПБ

Методика расчета. В рамках ранее проведенного исследования [14] при анализе напряженно-деформированного состояния верхнего пояса и верхней сжатой зоны стенки ПБ с постановкой вертикальных ламелей явно прослеживалось влияние работы данных элементов на уровень локальных напряжений $\sigma_{loc y}$, как одного из проблемных компонентов тензора напряжений в данном элементе ПБ.

В соответствии с положением п. 8.2² локальные напряжения $\sigma_{loc y}$ определяется формулой:

$$\sigma_{loc y} = F / (L_{ef} * t_w), \quad (1)$$

где F – расчетное значение нагрузки от катка крана; L_{ef} – условная длина распределения нагрузки, определяемая для сварных подкрановых балок в соответствии с формулой (2); t_w – толщина стенки балки.

$$L_{ef} = \Psi * \sqrt[3]{\frac{I_{ef}}{t_w}}, \quad (2)$$

где I_{ef} – собственный момент инерции верхнего пояса и кранового рельса.

Включение вертикальных ламелей в работу сечения верхнего пояса закономерно и значительно увеличивает момент инерции нового сечения относительно горизонтальной оси. Определяется суммой собственного момента инерции кранового рельса и моментом инерции составного сечения П-образного пояса, т. к. ламели имеют жесткое сопряжение с верхним поясным листом балки.

Тогда новая величина условной длины распределения ΔL_{ef} (в соответствии с рис. 3) будет определяться следующим выражением:

² СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*: утв. Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ от 03.12.2016 № 891/пр; введ. в действие 04.06.2017. – М.: Стандартинформ; ФГБУ «РСТ», 2017. – 95 с.

$$\Delta L_{ef} = \Psi^3 \sqrt{\frac{I_{ef,L}}{t_w}}, \quad (3)$$

где $_{ef,L}$ – сумма собственного момента инерции кранового рельса и момента инерции П-образного верхнего пояса ПБ с постановкой вертикальных ламелей.

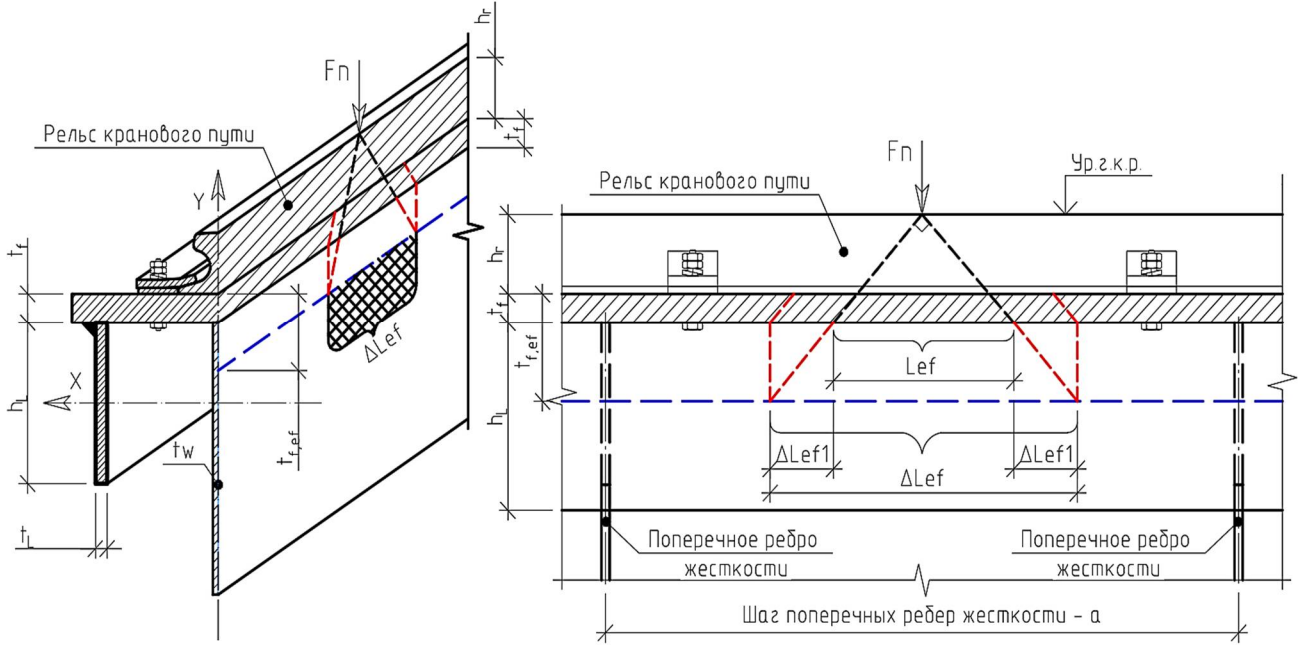


Рис. 3. Изменение условной длины распределения нагрузки в новом сечении верхнего пояса ΔL_{ef}

Изменение условной длины распределения при новом сечении верхнего пояса за счет увеличения собственного момента инерции возрастает на величину $2\Delta L_{ef1}$ (в соответствии с рис. 3):

$$\Delta L_{ef} = L_{ef} + 2\Delta L_{ef1}. \quad (4)$$

Локальные напряжения $\sigma_{loc,y}$ в верхней сжатой зоне стенки ПБ с учетом включения в работу верхнего пояса вертикальных ламелей будут отличаться от значений эталонной (трех-листовой двутавровой) ПБ обратно пропорционально величине изменения условной длины распределения $L_{ef} \leq \Delta L_{ef}$ и определяться следующим выражением:

$$\sigma_{loc,y} = F/(\Delta L_{ef} * t_w). \quad (5)$$

В своей расчетной гипотезе мы исходим из того, что сечение верхнего пояса с постановкой вертикальных ламелей, образующих П-образное сечение, можно рассматривать как обычное листовое сечение, но с большей толщиной – эффективной толщиной $t_{f,ef}$ с обеспечением равновеликого собственного момента инерции (6) двух рассматриваемых сечений (рис. 4) относительно горизонтальной оси:

$$I_{ef,L} = I_{ef}; \quad (6)$$

$$I_{ef,L} = \frac{b_f t_{f,ef}^3}{12}. \quad (7)$$

Таким образом, приведенная толщина сечения верхнего пояса, эквивалентного сечению с вертикальными ламелями, соответствует следующей зависимости:

$$t_{f,ef} = \sqrt[3]{\frac{I_{ef,L} * 12}{b_f}}. \quad (8)$$

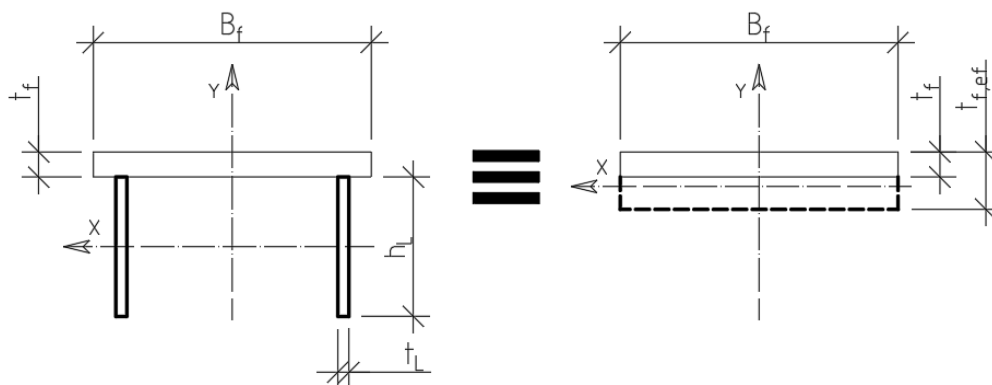


Рис. 4. Приведенная толщина сжатого пояса

Результаты численных исследований. В рамках верификации выдвинутых положений произведено моделирование подкрановых балок крана с тяжелым режимом работы (7К) миксерного отделения цеха черной металлургии. Грузоподъемность крана – 180 тс.

Подкрановые балки выполнены по разрезной схеме. Сечения (представлены на рис. 7–9) приняты в соответствии с проектной документацией подкрановых конструкций цеха, нагрузки от катка крана соответствуют паспорту на крановое оборудование. Пролет балок – 12,0 м. Подкрановые конструкции выполнены в соответствии с типовой серией³.

В рамках работы рассмотрено три положения нагрузки (рис. 7–9), соответствующих нормативному положению (эксцентриситет «е» отсутствует), а также с эксцентриситетом 25 и 50 мм.

Анализ напряженно-деформированного состояния элементов ПБ произведен при помощи ПК КЭ «SCAD Office» версии 21.1.9.11.

Модель (рис. 5) построена четырехузловыми оболочками типа 44: 4-угольные конечно-элементные оболочки, имеющие 6 степеней свободы: X, Y, Z, U_x, U_y, U_z. Для большей точности вычислений расчетная модель разбита на оболочки со сторонами от 20 до 25 мм. Количество узлов / элементов схемы — 157 499/155 434.

Единичное статичное нагружение к верхнему поясу балки.

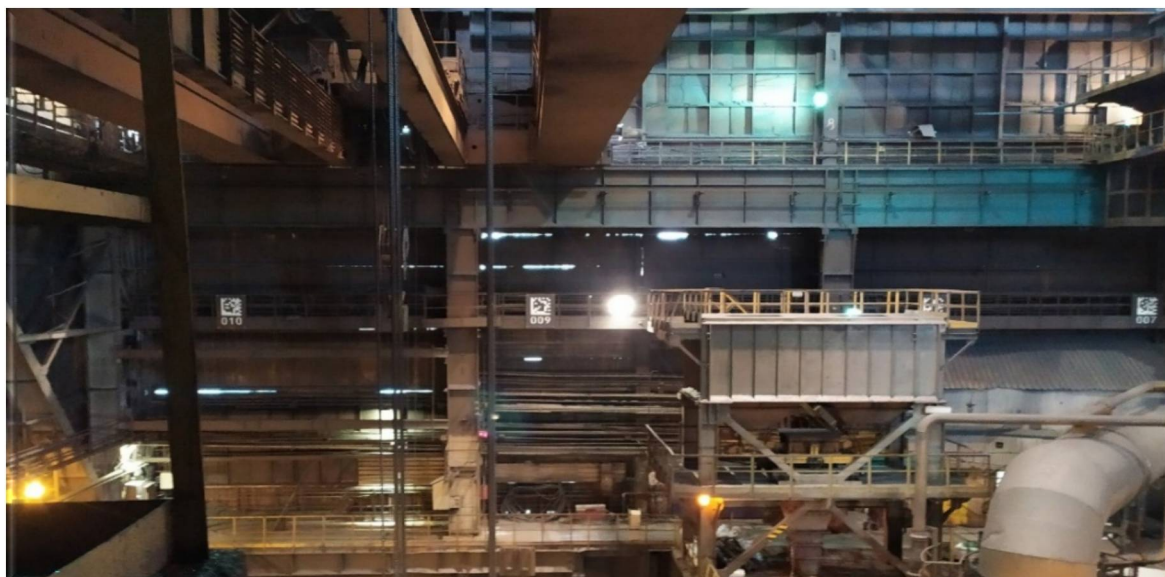


Рис. 5. Натурный вид подкрановых конструкций, принятых к анализу

³ Серия 1.426.2-5. Стальные подкрановые балки для объектов черной металлургии. Выпуск 1: утв. главным управлением организации типового проектирования Госстроя СССР от 19.04.1989, введен в действие с 01.01.1990, приказ ЦИТП Госстроя СССР от 14.08.89 № 52.

К анализу приняты сечения ПБ с вертикальными ламелями. Высота сечения ламелей h_L выбрана исходя из ширины сжатого пояса ПБ B_f (500 мм) в пределах от 0,4 до 0,6 B_f , соответственно 200, 250, 300 мм; толщина ламелей t_L – от 0,3 до 1,0 t_s (толщины стенки балки t_s), соответственно 10, 20, 30 мм (рис. 6).

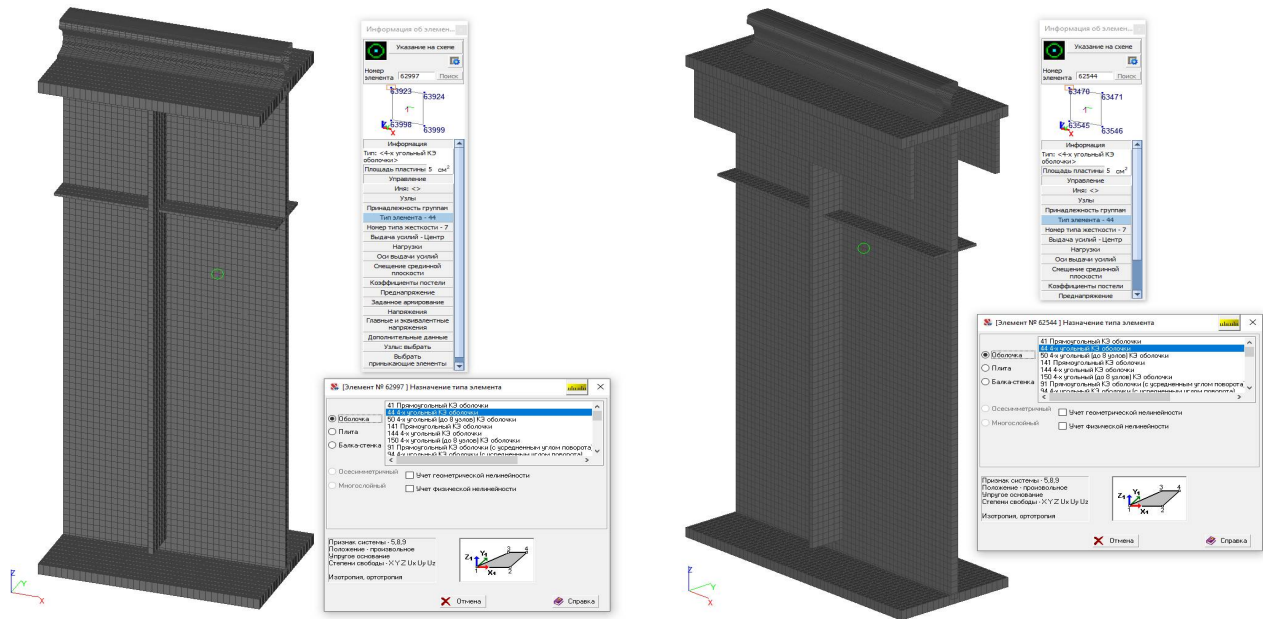


Рис. 6. Сечение расчетной модели ПБ: эталонное (слева), сечение с вертикальными ламелями (справа)

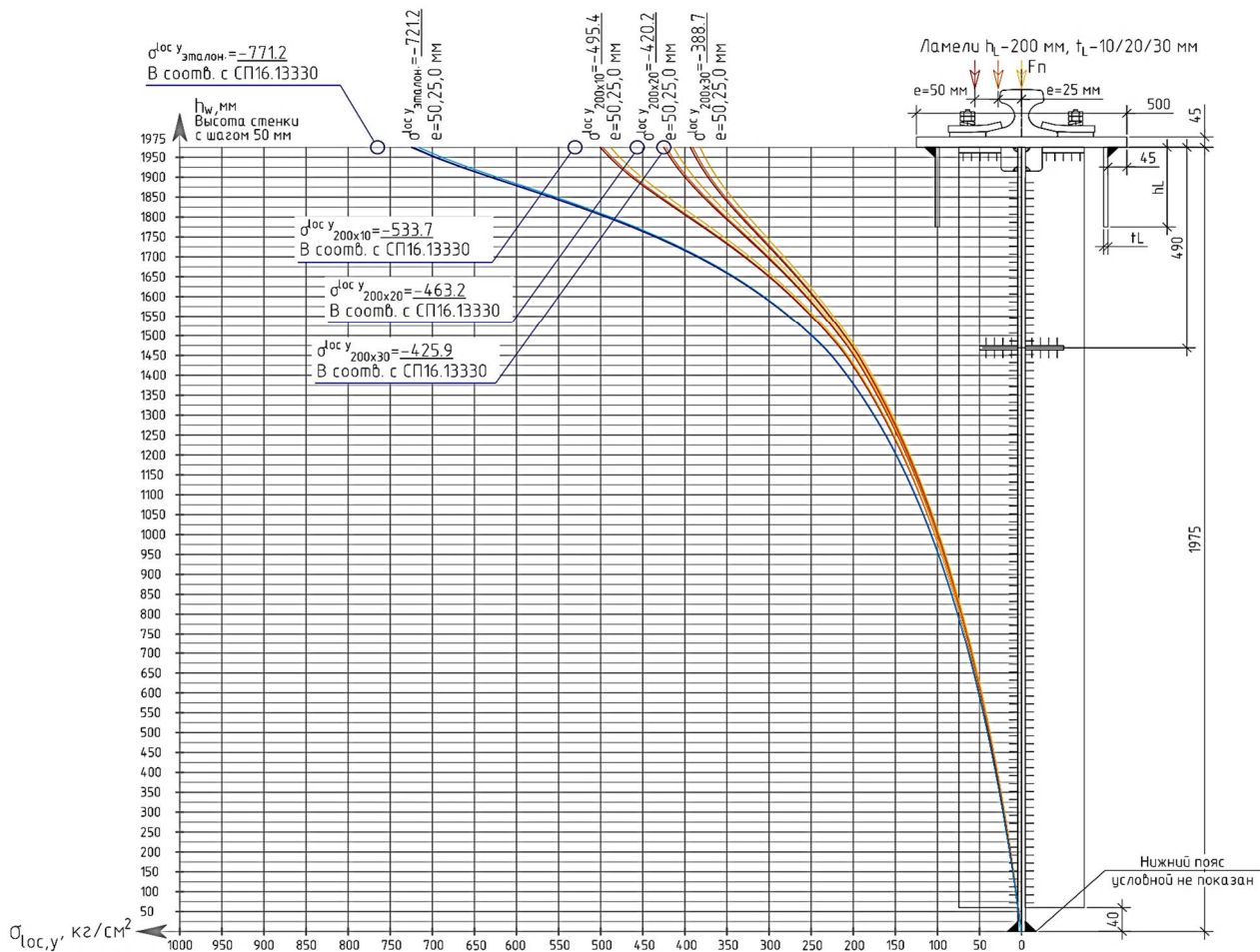


Рис. 7. График локальных напряжений для образцов 200×10, 20, 30 мм

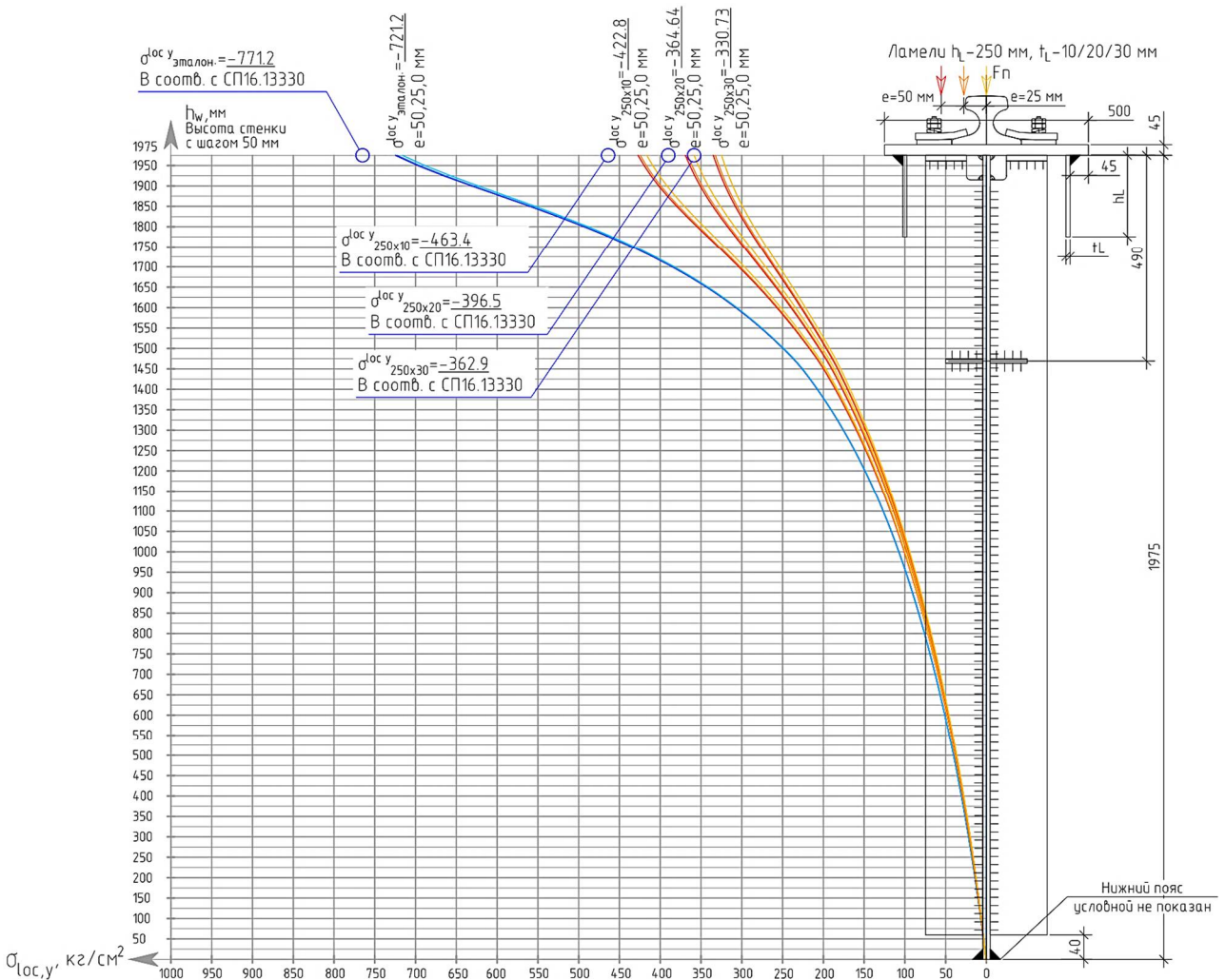


Рис. 8. График локальных напряжений для образцов 250×10, 20, 30 мм

На рис. 10 приведена наглядная картина изополей напряжений в ВЗС стенки подкрановой балки, вычисленных при помощи ПК «SCAD», с концентрацией напряжений в месте приложения сосредоточенной нагрузки. Данные из расчетной модели легли в основу табл. 1.

Таблица 1

Сводная таблица результатов, полученных в соответствии с расчетными положениями* и данными расчетной модели «SCAD»

№ п/п	Сечение верхнего пояса ПБ	Сумма собственных моментов инерции верхнего пояса и рельса, см ⁴		Условная длина распределения L _{ef} (ΔL _{ef}), см	Локальные напряжения σ _{loc,y} , кгс/см ²				
					В соответствии с п. 8.2.2 [СП16] / Δσ _{loc,y} эталонного и экспериментальных сечений верхнего пояса ПБ	Результаты «SCAD»			
						е = 0 мм	е = 25 мм	е = 50 мм	Среднее арифметическое
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Эталон. сечение	I _{ef}	3185,5675	33,18	771,1846	724,78	722,54	716,18	$\frac{721,166}{-7\%}$
2	Эталон +2L (200×10)	I _{x(n)}	9615,363	47,918	$\frac{533,672}{-28\%}$	500,58	497,44	488,22	$\frac{495,413}{-8\%}$

Окончание табл. 1

№ п/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	Эталон +2L (200×20)	I _{x(n)}	14708,382	55,212	$\frac{463,171}{-39\%}$	425,02	422,08	413,41	$\frac{420,17}{-9\%}$
4	Эталон +2L (200×30)		18929,589	60,056	$\frac{425,810}{-44\%}$	393,48	390,57	382	$\frac{388,683}{-8\%}$
5	Эталон +2L (250×10)		14690,018	55,189	$\frac{463,364}{-39\%}$	427,25	424,51	416,45	$\frac{422,736}{-8\%}$
6	Эталон +2L (250×20)		23455,92	64,505	$\frac{396,441}{-48\%}$	369,12	366,4	358,39	$\frac{364,636}{-8\%}$
7	Эталон +2L (250×30)		30578,693	70,466	$\frac{362,903}{-52\%}$	334,97	332,4	324,82	$\frac{330,73}{-9\%}$
8	Эталон +2L (300×10)		21780,633	62,931	$\frac{406,356}{-47\%}$	383,53	380,93	373,27	$\frac{379,243}{-7\%}$
9	Эталон +2L (300×20)		35473,067	74,042	$\frac{345,380}{-55\%}$	317,93	315,56	308,58	$\frac{314,023}{-9\%}$
10	Эталон +2L (300×30)		46441,818	80,999	$\frac{315,714}{-59\%}$	291,67	289,38	282,64	$\frac{287,896}{-9\%}$

Примечание: * СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*: утв. Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ от 03.12.2016 № 891/пр; введ. в действие 04.06.2017. – М.: Стандартинформ; ФГБУ «РСТ», 2017. – 95 с.

** В столбце 9 под чертой приведена разница значений $\sigma_{loc,y}$, вычисленная в соответствии с формулой (5), и значений, полученных программно-вычислительным комплексом «SCAD».

Такая постановка вопроса позволяет рассматривать новое сечение верхнего пояса ПБ, не прибегая к радикальному пересмотру расчетных положений п. 8.2 [СП 16.13330.2017].

Таким образом, как можно заметить по данным табл. 2, для обеспечения моментов инерции относительно горизонтальной оси, достигаемых при использовании вертикальных ламелей сечением 200/250/300×10/20/30 мм, при классическом двутавровом сечении понадобится увеличить толщину пояса балки от 2,5 до 4,5 раз.

Таблица 2

№ п/п	Сечение верхнего пояса h_L/t_L , мм	Собственный момент инерции П-образного сечения $I_{ef,L}$, см ⁴	Приведенная толщина верхнего пояса ПБ $t_{f,ef}$, см
	1	2	3
1	Эталонное (500×45)		
2	Ламели 200×10	6809,483	11,8
3	Ламели 200×20	11902,502	14,2
4	Ламели 200×30	16123,709	15,7
5	Ламели 250×10	11884,138	14,2
6	Ламели 250×20	20650,04	17,1
7	Ламели 250×30	27772,813	18,9
8	Ламели 300×10	18974,753	16,6
9	Ламели 300×20	32667,187	19,9
10	Ламели 300×30	43635,938	21,9

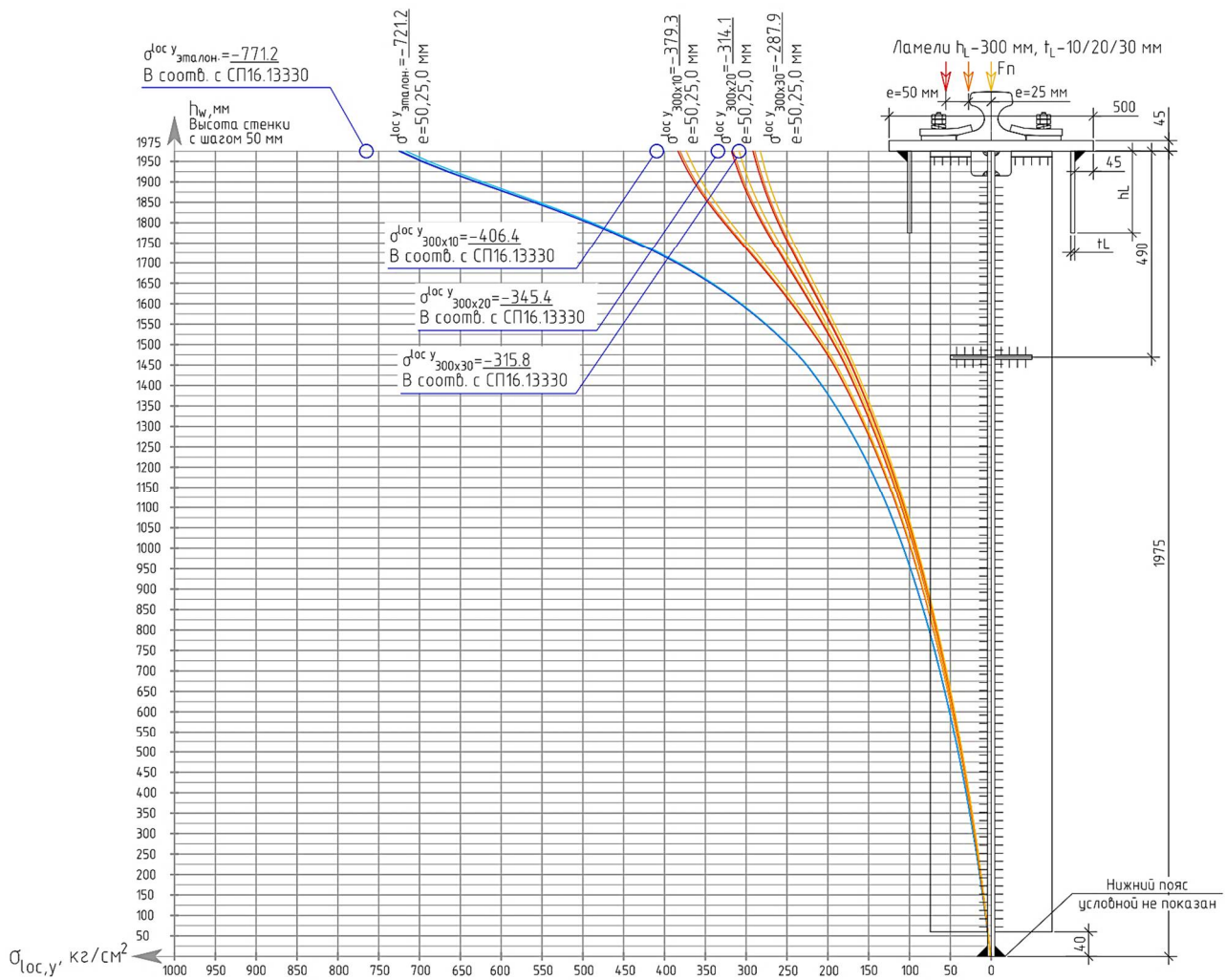
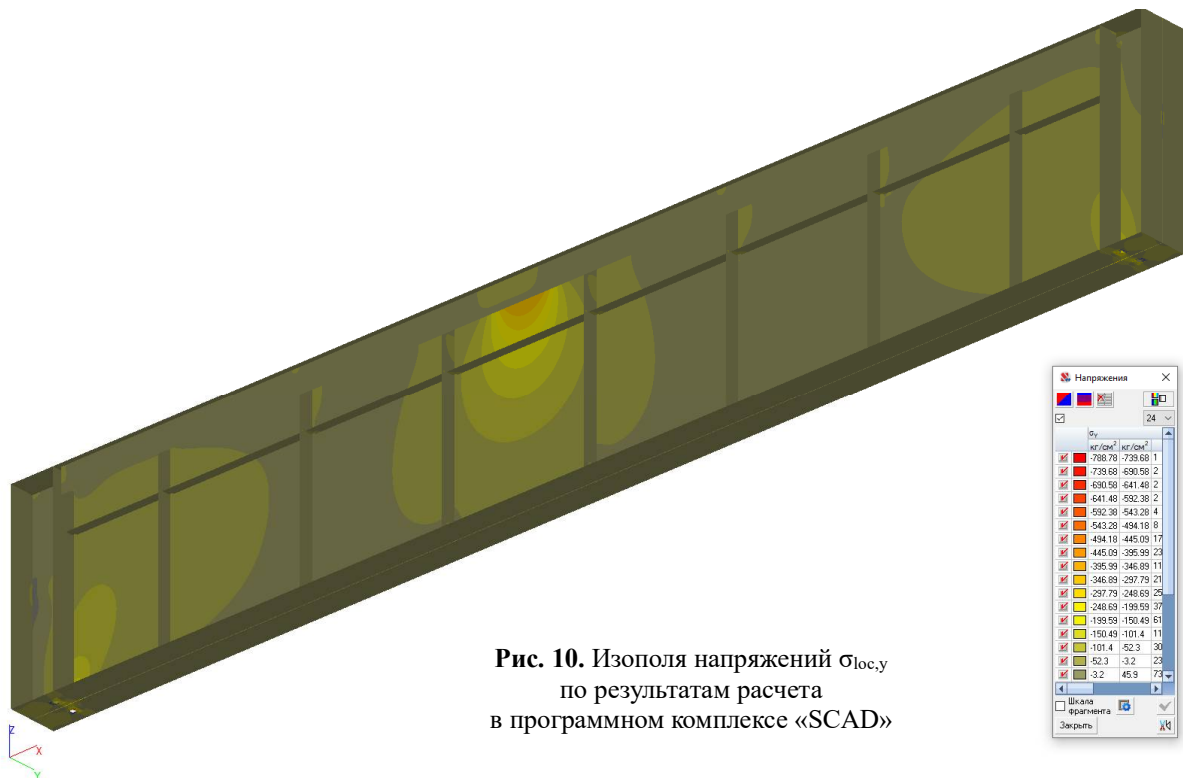


Рис. 9. График локальных напряжений для образцов 300×10, 20, 30 мм



Выводы. В результате проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

- увеличение момента инерции верхнего пояса подкрановой балки за счет постановки вертикальных ламелей ведет к увеличению условной длины распределения L_{ef} и, как следствие, к уменьшению уровня локальных напряжений $\sigma_{loc,y}$;
- значительного уменьшения напряжений $\sigma_{loc,y}$ (порядка 40 %), удастся добиться уже при толщине ламелей t_L , соответствующей 2/3 толщины стенки балки;
- модернизация сечения верхнего пояса путем постановки вертикальных ламелей, отстоящих от оси стенки подкрановой балки, позволяет эффективно использовать материал верхнего пояса и способствует снижению локальных напряжений в верхней сжатой зоне стенки до двух раз.

Библиографический список

1. Бабкин В. И. Оценка циклической трещиностойкости сварных подкрановых балок тяжелого режима работы: автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова, 1985. 149 с.
2. Выдрин В. Н., Зубко О. В. Наиболее характерные дефекты и повреждения металлических эксплуатируемых подкрановых балок при проведении экспертизы промышленной безопасности // Символ науки. 2015. № 10. С. 102–109.
3. Патрикеев А. Б. О механизме разрушения верхних участков стальных подкрановых балок // Промышленное строительство. 1971. № 5. С. 38–43.
4. Броуде Б. М. Распределение сосредоточенного давления в металлических балках / Б. М. Броуде. М.–Л.: Стройиздат, 1950. 95 с.
5. Довженко А. С. Причины разрушения верхних поясных швов подкрановых балок // Материалы по стальным конструкциям. 1958. № 2. С. 195–209.
6. Кудишин Ю. И. Некоторые особенности работы сварных подкрановых балок: автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: МИСИ, 1967. 10 с.
7. Беленя Е. И., Рывкин Э. А. Экспериментальное исследование местных напряжений в стенках сварных подкрановых балок // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1974. № 4. С. 7–12.
8. Апалько А. А. Напряженное состояние стенок сварных подкрановых балок под действием местных статических нагрузок: автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: МИСИ, 1960. 20 с.
9. Нежданов К. К. Исследование выносливости сжатой зоны стенки стальных сварных подкрановых балок: дис. ... канд. техн. наук. М.: МИСИ, 1974. 133 с.
10. Спенглер И. Е. Экспериментальное исследование работы подкрановых балок // Тр. МИСИ. М., 1950. № 7.
11. Сердюк В. В. Прогнозирование повреждаемости верхней зоны стенки эксплуатируемых сварных подкрановых балок интенсивной нагруженности: дис. ... канд. техн. наук. Липецк: ЛГТУ, 2025.
12. Новоселев А. А. Особенности напряженно-деформированного состояния подкрановых балок с верхним поясом из прокатных тавров: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Новосибирск, 2005. 28 с.
13. Кубасевич А. Е. Напряжено-деформированные и предельные состояния подкрановых балок с усталостными трещинами в стенке: автореф. дис. ... канд. техн. наук. СПб, 2023. 26 с.
14. Маркеев В. С., Зверев В. В., Зайцев И. А. Влияние шага ребер жесткости на напряженно-деформированное состояние элементов подкрановой балки // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19, вып. 6. С. 878–891. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.878-891.
15. Васюта Б. Н. Подкрановая балка со сменной подрельсовой частью: дис. ... канд. техн. наук. Новосибирск: Новосибирский ИСИ, 1990.

16. Белый Г. И., Кубасевич А. Е. Влияние усталостных трещин в стенке на прочность подкрановых балок // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18, вып. 11. С. 1780–1790. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.11.1780-1790.
17. Чалков Г. В. Напряжения в стенках подкрановых балок повышенного ресурса при местном кручении верхнего пояса: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Новосибирск, 2012. 20 с.
18. Туснина О. А. Анализ местных напряжений в стенке подкрановой балки // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 10. С. 20–26. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.10.20-26.
19. Tushina O. A. Finite element analysis of crane secondary truss // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 1. Pp. 68–89. DOI: 10.18720/MCE.77.7.
20. Складнев А. И. Напряженное состояние стенок стальных подкрановых балок. М.: АСВ, 2017. 152 с.

References

1. Babkin V. I. Evaluation of Cyclic Crack Resistance of Heavy-Duty Welded Crane Runway Beams. Abstract of PhD Dissertation. Moscow: N. P. Melnikov Central Research Institute of Crane Construction, 1985. 149 p.
2. Vydrin V. N., Zubko O. V. The most typical defects and damage of metal crane runway beams in operation during industrial safety assessments // Symbol of Science. 2015. No. 10. Pp. 102–109.
3. Patrikeyev A. B. On the failure mechanism of the upper sections of steel crane runway beams // Industrial Construction. 1971. No. 5. Pp. 38–43.
4. Broude B. M. Distribution of concentrated pressure in metal beams. M.-L.: Stroyizdat, 1950. 95 p.
5. Dovzhenko A. S. Causes of failure of upper flange welds of overhead crane beams // Materials on Steel Structures. 1958. No. 2. Pp. 195–209.
6. Kudishin Yu. I. Some Features of Operation of Welded Overhead Crane Beams. Diss. PhD of Engineering. M.: MISI, 1967. 10 p.
7. Belenya E. I., Ryvkin E. A. Experimental study of local stresses in the walls of welded overhead crane beams // News of High Schools. Construction and Architecture. 1974. No. 4. Pp. 7–12.
8. Apalko A. A. Stressed State of Welded Crane Runway Walls Under Local Static Loads. Abstract of Diss. Moscow: MISI, 1960. 20 p.
9. Nezhdanov K. K. Study of Fatigue Capacity of Steel Welded Crane Runway Walls. PhD Diss. Moscow: MISI, 1974. 133 p.
10. Spengler I. E. Experimental study of crane runway operation // Proceedings of MISI. Moscow, 1950. No. 7.
11. Serdyuk V. V. Damage Prediction of the Upper Zone of the Web of Heavy-Duty Welded Overhead Crane Runway Beams in Operation. PhD Diss. Lipetsk: LGTU, 2025.
12. Novoselev A. A. Features of the Stress-Strain State of Overhead Crane Runway Beams with an Upper Chord Made of Rolled T-Bar. Abstract of PhD Diss.: 05.23.01. Novosibirsk, 2005. 28 p.
13. Kubasevich A. E. Stress-Strain and Limit States of Overhead Crane Runway Beams with Fatigue Cracks in the Web. Abstract of PhD Diss. St. Petersburg, 2023. 26 p.
14. Markeev V. S., Zverev V. V., Zaitsev I. A. Influence of the stiffener spacing on the stress-strain state of crane runway elements // Vestnik MGSU. 2024. Vol. 19, Issue 6. Pp. 878–891. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.878-891.
15. Vasyuta B. N. Crane Runway with a Replaceable Underrail Part. PhD Diss. Novosibirsk: Novosibirsk ISI, 1990.

16. Bely G. I., Kubasevich A. E. Influence of fatigue cracks in the web on the strength of crane runway beams // Vestnik MGSU. 2023. Vol. 18, Issue 11. Pp. 1780–1790. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.11.1780-1790.
17. Chalkov G. V. Stresses in the walls of extended-life crane runway beams under local torsion of the upper chord. Abstr. of PhD Diss. 05.23.01. Novosibirsk, 2012. 20 p.
18. Tusnina O. A. Analysis of local stresses in the web of a crane runway beam // Industrial and Civil Engineering. 2022. No. 10. Pp. 20–26. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.10.20-26.
19. Tusnina O. A. Finite element analysis of crane secondary truss // Journal of Civil Engineering. 2018. No. 1. Pp. 68–89. DOI: 10.18720/MCE.77.7.
20. Sklyadnev A. I. Stress state of the walls of steel crane beams. Moscow: ASV, 2017. 152 p.

INFLUENCE OF THE REDUCED THICKNESS OF THE UPPER CHORD OF THE CRANE BEAM ON THE CONDITIONAL LOAD DISTRIBUTION LENGTH

V. V. Zverev ¹, V. S. Markeev ², S. N. Bessonov ³

Lipetsk State Technical University ^{1,2}

Russia, Lipetsk

Belgorod State Technological University named after V. G. Shukhov ³

Russia, Belgorod

¹ Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Dr. of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Metal Structures, tel.: +7(910)742-87-14, e-mail: zverev2901@gmail.com

² Postgraduate Student of the Department of Metal Structures, Design Engineer, tel.: +7(920)505-25-42, e-mail: vladmarkeev@yandex.ru

³ Postgraduate Student of the Department of Construction and Urban Management, Design Engineer, tel.: +7(980)253-05-16, e-mail: insomnin@mail.ru

Problem Statement. This paper aims to study the effect of changing the moment of inertia of the overhead crane runway's upper chord on the equivalent nominal load distribution length and, accordingly, the equivalent thickness of the overhead crane runway's upper chord when upgrading the cross-section by installing vertical lamellas to the upper chord along the entire span of the structure.

Results. A spatial finite element model and a computational model were developed for the studied overhead crane structures in a heavy-duty metallurgical shop. Using these models as an example, a study was conducted to examine the effect of increasing the moment of inertia of the upper chord when upgrading the upper chord cross-section under the application of a concentrated load of a crane wheel.

Conclusions. The data obtained from a numerical study of overhead crane girder models with the upper chord reinforced with vertical lamellas allow the following conclusions to be drawn: an increase in the moment of inertia of the beam's upper chord leads to a directly proportional increase in the nominal load distribution length; strengthening the overhead crane girder cross-section by adding vertical lamellas to the upper chord reduces local stresses in the upper compressed zone of the web due to the concentrated crane pressure.

Key words: overhead crane girder, heavy-duty crane operation, nominal load distribution length, equivalent thickness, finite element method, spatial analysis, local stresses, stress-strain state.

РАСЧЁТНЫЙ АНАЛИЗ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПЛОСКОГО СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРИ СВЕРХНОРМАТИВНОЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ НАГРУЗКЕ

В. С. Варнавский¹, Д. С. Ненашев², Е. В. Варнавская³

Воронежский государственный технический университет^{1,2}

Россия, г. Воронеж

Воронежский государственный медицинский университет им. Н. Н. Бурденко³

Россия, г. Воронеж

¹ Канд. техн. наук, доц. кафедры строительной механики, тел.: +7(473)271-52-30, e-mail: mailVVS@inbox.ru

² Аспирант кафедры строительной механики, e-mail: den_nenashev_99@mail.ru

³ Канд. филол. наук, ст. преп. кафедры иностранных языков, тел. +7(473)253-12-94,
e-mail: mailvev@mail.ru

Выполняется расчётный анализ упругопластического деформирования плоского стального каркаса при совместном действии постоянной и сверхнормативной технологической нагрузки. Исследуется возможность возникновения прогрессирующего разрушения сооружения в ходе его нагружения. Приводятся результаты, подтверждающие достоверность физически нелинейного расчёта с применением ПК «ЛИРА».

Ключевые слова: стальной рамный каркас, несущая способность, предельное равновесие, прогрессирующее разрушение, программный комплекс «ЛИРА».

Введение. Представленная работа посвящена расчётному анализу деформирования плоской металлической рамы, входящей в состав пространственного каркаса, с учётом пластических деформаций стали при действии сверхнормативной статической нагрузки. Предполагается, что в течение срока эксплуатации конструкции могут возникать экстремальные ситуации, при которых в стальных элементах возникают пластические деформации значительно выше значения 0,2 %, допускаемого нормативными документами в прочностных расчётах металлических конструкций [1, 2]. В таких случаях для оценки исчерпания прочности элемента каркаса невозможно использовать фактор появления в нём предельных напряжений или предельных пластических деформаций. Поэтому в данной методике предельным состоянием поперечного сечения стержневого элемента считается возникновение в нём пластического шарнира [3, 4].

Целью расчётного анализа является вычисление пластического резерва прочности рамного каркаса и оценка возможности его прогрессирующего разрушения. Вследствие сложности современных конструкций и разнообразия нагрузок известные аналитические или близкие к ним методики, основанные на принципе предельного равновесия, либо вообще не позволяют получить решение поставленной задачи, либо дают результаты для конечной стадии разрушения конструкции. В данной работе совершенствуется расчётная методика, апробированная на металлических каркасах более простой конструкции [5–9]. В основе её лежит сочетание двух хорошо зарекомендовавших себя численных методов: метода конечных элементов (МКЭ) и метода пошагового нагружения для решения физически нелинейных задач. В связи с этим основным вычислительным инструментом расчётного анализа у авторов является программно-вычислительный комплекс «ЛИРА». Применение комплекса «ЛИРА» позволяет широко распространять предлагаемую методику не только в научной, но и в инженерной среде.

В связи с изложенным выше задача расчётного анализа упругопластического деформирования стального каркаса на сверхнормативную статическую нагрузку является

актуальной для вычисления пластического резерва прочности рамного каркаса и оценки возможности его прогрессирующего разрушения.

Расчётный анализ упругопластического деформирования стального каркаса. В данной работе рассматривается одновременное воздействие на конструкцию всех постоянных и временных нагрузок: нагрузки от собственного веса металлических конструкций, кровли и конструкций пола, ветровой и снеговой нагрузок и постепенного увеличения временной технологической нагрузки (т. е. нагрузки от установленного оборудования) до предельных значений, приводящих к обрушению элементов конструкции. Считается, что разрушение ригеля или колонны металлической рамы происходит в результате превращения их в механизм из-за появления в них избыточного числа пластических шарниров.

Расчёт в данной постановке позволяет решить две задачи:

1. Определить предельную нагрузку, приводящую к полному разрушению элементов конструкции в экстремальных ситуациях;
2. Оценить возможность прогрессирующего разрушения конструкции в ходе упругопластического деформирования.

Все расчёты выполняются с помощью программно-вычислительного комплекса «ЛИРА». Основой расчёта является метод пошагового нагружения, обеспечивающий моделирование процесса упругопластического деформирования стального каркаса в ходе увеличения нагрузки до разрушения элементов конструкции.

Для упругопластического расчёта выбран плоский металлический рамный каркас, типичный среди двух плоских каркасов, образующих пространственный каркас промышленного здания, расположенного в республике Татарстан, в г. Заинск.

Расчётная схема плоской рамы, включающая в себя конечно-элементное разбиение рамы для конечно-элементной сетки (КЭ-сетки) № 1, размеры рамы и нагрузки изображены на рис. 1, 2. На рис. 1 показаны постоянные нагрузки (от собственного веса металлических конструкций, кровли и конструкций пола), временные нагрузки (ветровая, снеговая). Условно эту нагрузку, которая не меняется в ходе нагружения, называем «нагрузка № 1». На рис. 2 – временная технологическая нагрузка (от технологического оборудования). Технологическую нагрузку, которая может возрастать в экстремальных ситуациях, условно называем «нагрузка № 2». Все опорные узлы представлены жёсткими заделками.

Для гарантии достоверности физически нелинейного расчёта подбирались соответствующие КЭ-сетки. Всего было подобрано три последовательно вложенные КЭ-сетки. На рис. 1 и 2 зелёным цветом отмечены узлы стержневых конечных элементов для наименее плотной КЭ-сетки № 1. Расчётная схема КЭ-сетки № 1 была использована для линейно-упругого расчёта и для первоначального упругопластического расчёта выбранного плоского рамного каркаса.

Представленные в этом разделе результаты дают возможность проанализировать процесс поэтапного разрушения стальной рамы в ходе упругопластического нагружения. На основе проведённого анализа можно сделать выводы о возможности или невозможности возникновения прогрессирующего разрушения конструкции в результате воздействия сверхнормативной нагрузки.

Отметим, что в данной работе понятие «прогрессирующее разрушение» трактуется более широко чем в [10, 11]. Здесь под «прогрессирующим разрушением» понимается последовательное спонтанное разрушение элементов конструкции, которое может возникнуть не только от одиночного «отказа» отдельного элемента конструкции, но и в результате сверхнормативного увеличения нагрузки на конструкцию.

В ходе упругопластического расчёта нагрузка № 1 оставалась неизменной и совпадала с упругим нагружением. Временная технологическая нагрузка (нагрузка № 2) возрастала до разрушения отдельных частей каркаса вплоть до исчерпания несущей способности всего каркаса.

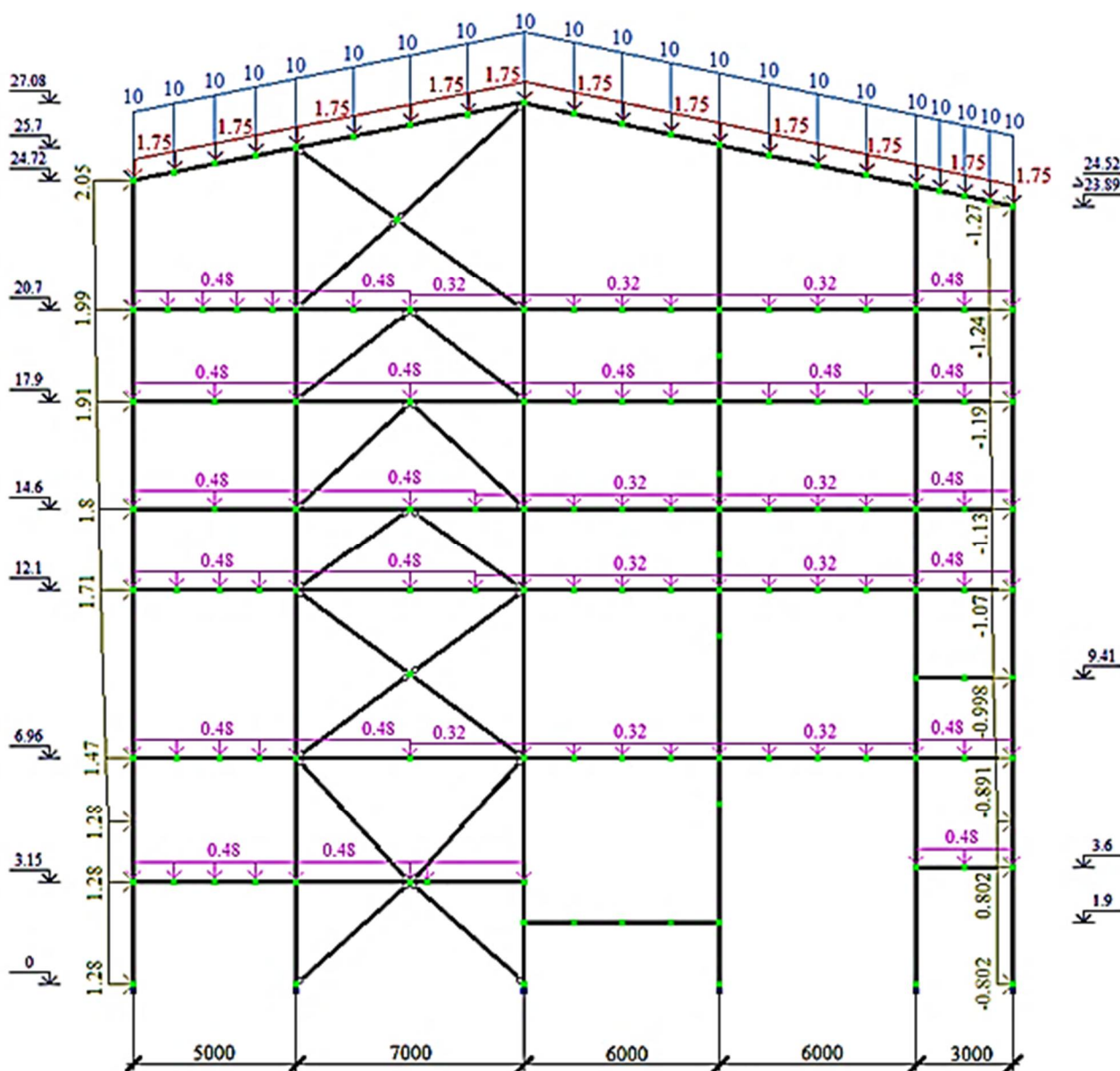


Рис. 1. КЭ-сетка № 1. Расчетная схема. Нагрузка № 1:

— снеговая нагрузка; — ветровая нагрузка;
— нагрузка от конструкции полов; — нагрузка от конструкции покрытия

Для упругого и упругопластического расчётов с КЭ-сеткой № 1 были получены эпюры продольных сил N , поперечных сил Q и изгибающих моментов M . Для краткости изложения эпюры продольных сил N , поперечных сил Q здесь не приводятся. А эпюры изгибающих моментов M для упругого и упругопластического случаев показаны на рис. 3, 4 соответственно.

Причём на рис. 4 изображена эпюра изгибающих моментов M , соответствующая началу пластического разрушения. То есть в конструкции во многих местах уже накоплены пластические деформации и произошло полное разрушение первого ригеля. Из эпюр моментов по их значениям в узлах, где стыкуются ригели и колонны, видно, что в результате упругопластического деформирования происходит перераспределение усилий между ригелями и колоннами, что и должно наблюдаться для статически неопределимой системы. Также имеет место качественное совпадение эпюр моментов M из линейно-упругого расчёта с соответствующими эпюрами моментов M из упругопластического расчёта, причём на всех участках каркаса. Такое совпадение дополнительно подтверждает достоверность результатов упругопластического расчёта.

Как и в ранее выполненных работах авторов, для обеспечения достоверности расчётного анализа упругопластического деформирования стального каркаса первоначально было проведено исследование и подбор конечно-элементных сеток и шагов приращения нагрузки ΔF .

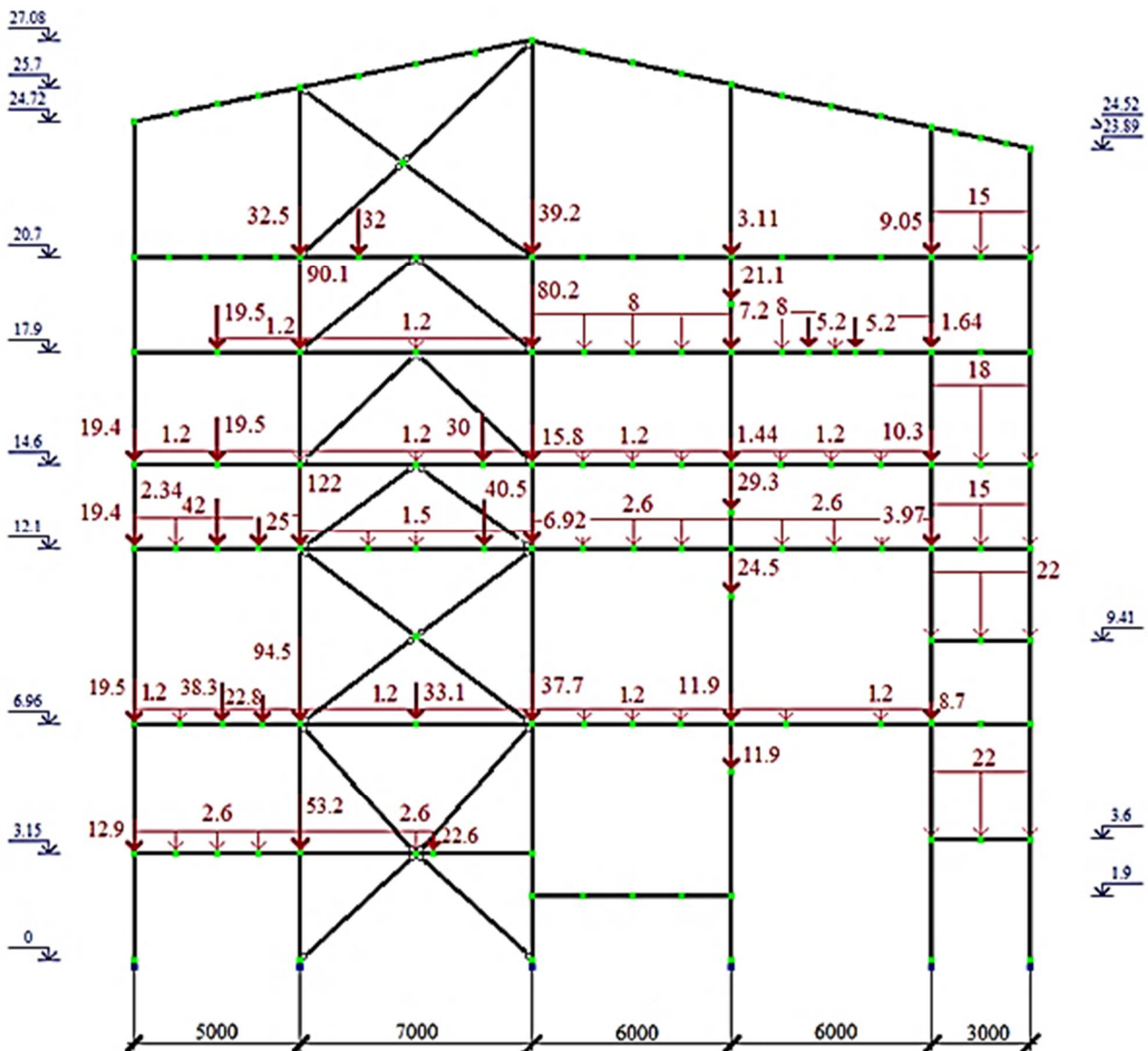


Рис. 2. КЭ-сетка № 1. Расчетная схема. Нагрузка № 2:

— временная технологическая нагрузка

Всего в данной работе для подтверждения сходимости и достоверности численной схемы решения было подобрано три различных КЭ-сетки. Во всех этих КЭ-сетках колонны и ригели разбивались на различное число стержневых КЭ. На рис. 2, 5, 6 представлены расчётные схемы каркаса с соответствующими последовательными вложенными КЭ-сетками. Условно им присваиваются номера: КЭ-сетка № 1, КЭ-сетка № 2 и КЭ-сетка № 3. На этих расчётных схемах указаны также спецификации поперечных сечений ригелей и колонн каркаса.

Получены результаты для пяти вариантов с шагами приращения нагрузки ΔF , равными $0,1F_0$, $0,05F_0$, $0,01F_0$, $0,005F_0$, $0,001F_0$. Здесь F_0 – первоначальная технологическая временная нагрузка, совпадающая с наибольшей из линейно-упругого расчета. Для оценки значения технологической нагрузки вместо абсолютной величины F используется соответствующий коэффициент k , где $F = k \cdot F_0$.

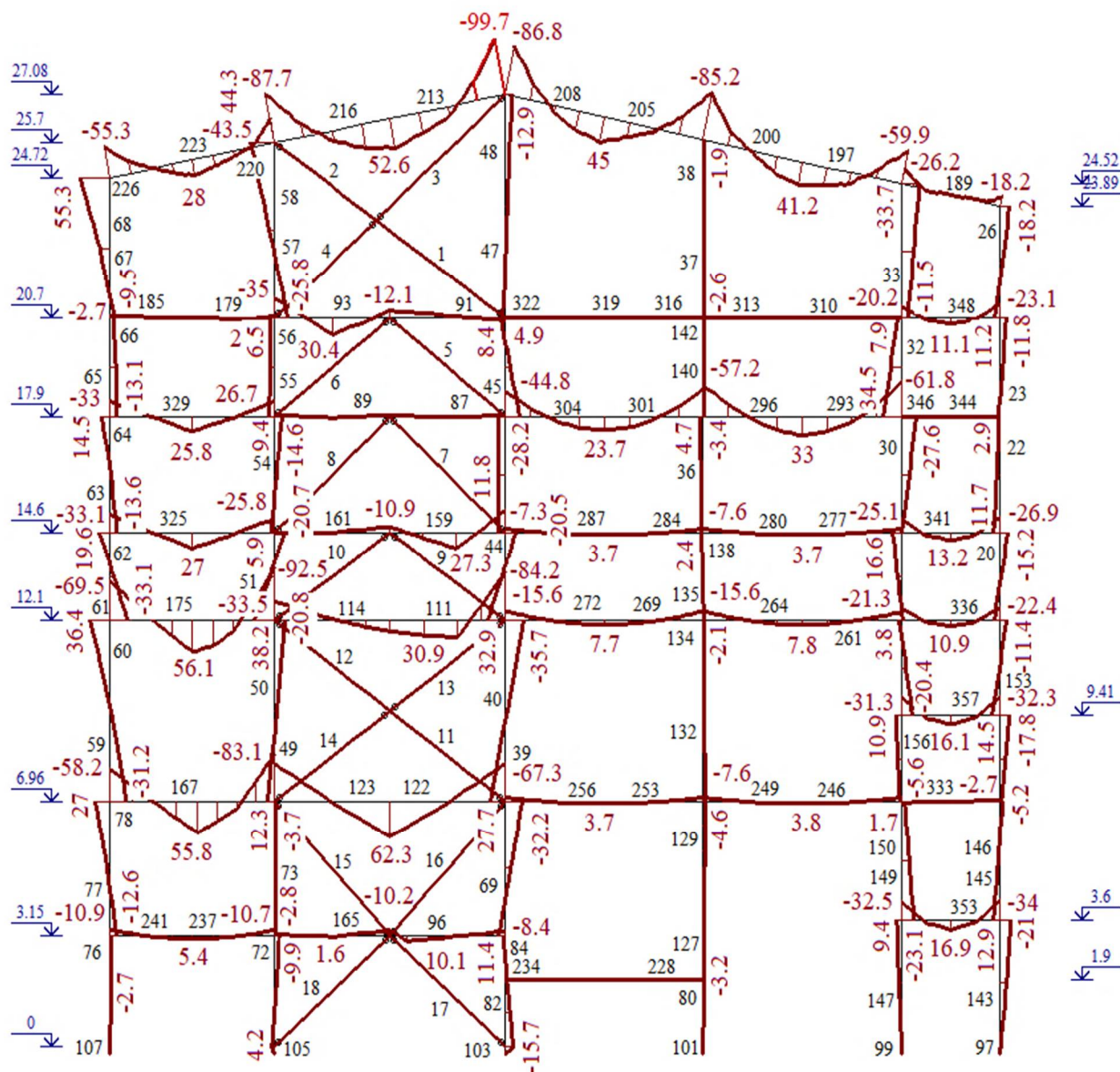


Рис. 3. Упругий расчет. КЭ-сетка № 1.
Эпюра изгибающих моментов M , кН·м

В ходе выполненных расчётов были получены следующие результаты:

- 1) эпюры внутренних усилий в стержнях каркаса;
- 2) локализация и порядок возникновения пластических шарниров в стойках и колоннах конструкции;
- 3) величины нагрузок, соответствующих потере несущей способности плоского стального каркаса или его частей.

Результаты расчёта с использованием шага $\Delta F = 0,1F_0$ существенно расходились с результатами расчёта для всех остальных шагов ΔF , равными $0,05F_0$, $0,01F_0$, $0,005F_0$, $0,001F_0$. Различие наблюдалось как в схемах разрушения рамы, так и в величинах соответствующих нагрузок (на ряде стадий более 15–20 %). Наиболее показательными для анализа и оценки достоверности являются результаты, полученные для шагов ΔF , равных $0,05F_0$, $0,01F_0$, $0,005F_0$, которые приводятся в данной работе.

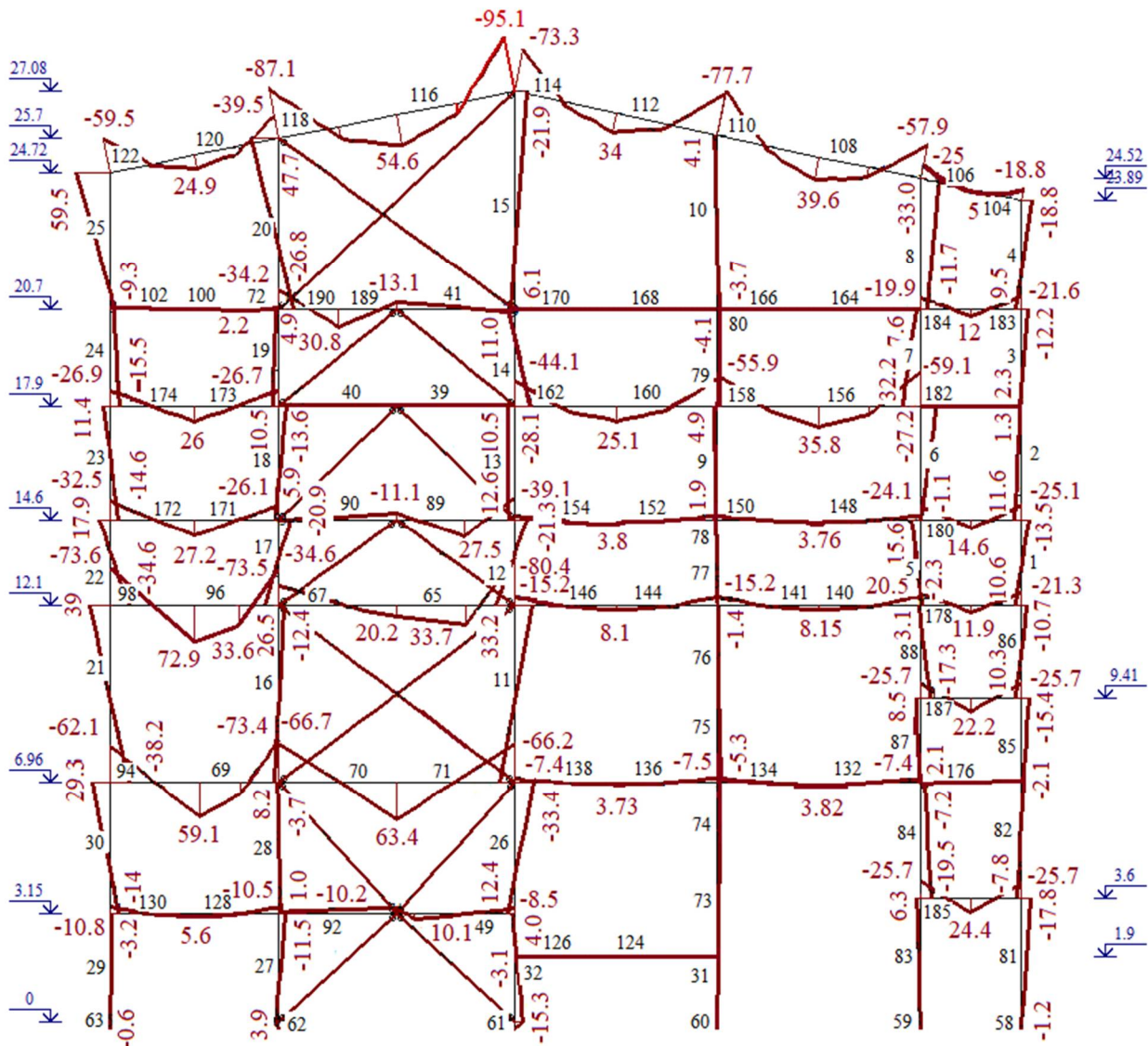


Рис. 4. Упругопластический расчет. КЭ-сетка № 1. Шаг $\Delta F = 0,01F_0$.
Эпюра изгибающих моментов M , кН·м

Ниже представлены результаты расчётов для двух наиболее точных подобранных КЭ-сеток (КЭ-сетка № 2, КЭ-сетка № 3) и трёх шагов нагружения ($\Delta F = 0,05F_0$, $\Delta F = 0,01F_0$, $\Delta F = 0,005F_0$). Результаты для менее точной КЭ-сетки № 1 в статье не приводятся.

Схемы разрушения рамного каркаса, полученные в расчётах, показаны на рис. 7, 8. Указаны разрушаемые КЭ и места возникновения пластических шарниров в раме. Порядок разрушения элементов и возникновения пластических шарниров иллюстрируется их цветом. Каждый цвет соответствует определённой стадии разрушения из таблиц.

После рисунков со схемами разрушения размещены соответствующие табл. 1–4. В представленных таблицах для каждой стадии разрушения приводятся номера разрушаемых КЭ, суммарный коэффициент $k = \sum k_i$ для нагрузки (где $F = k \cdot F_0$) и текущий коэффициент k_i , характеризующий приращение нагрузки на данной стадии по сравнению с предыдущей (т. е. $\Delta F_i = k_i \cdot F_0$). Суммарный коэффициент k фактически характеризует предельную нагрузку, вызывающую разрушение конечного элемента из-за появления пластических шарниров. Следовательно, суммарный коэффициент k даёт возможность оценить пластический резерв элемента конструкции по отношению к нормативной нагрузке.

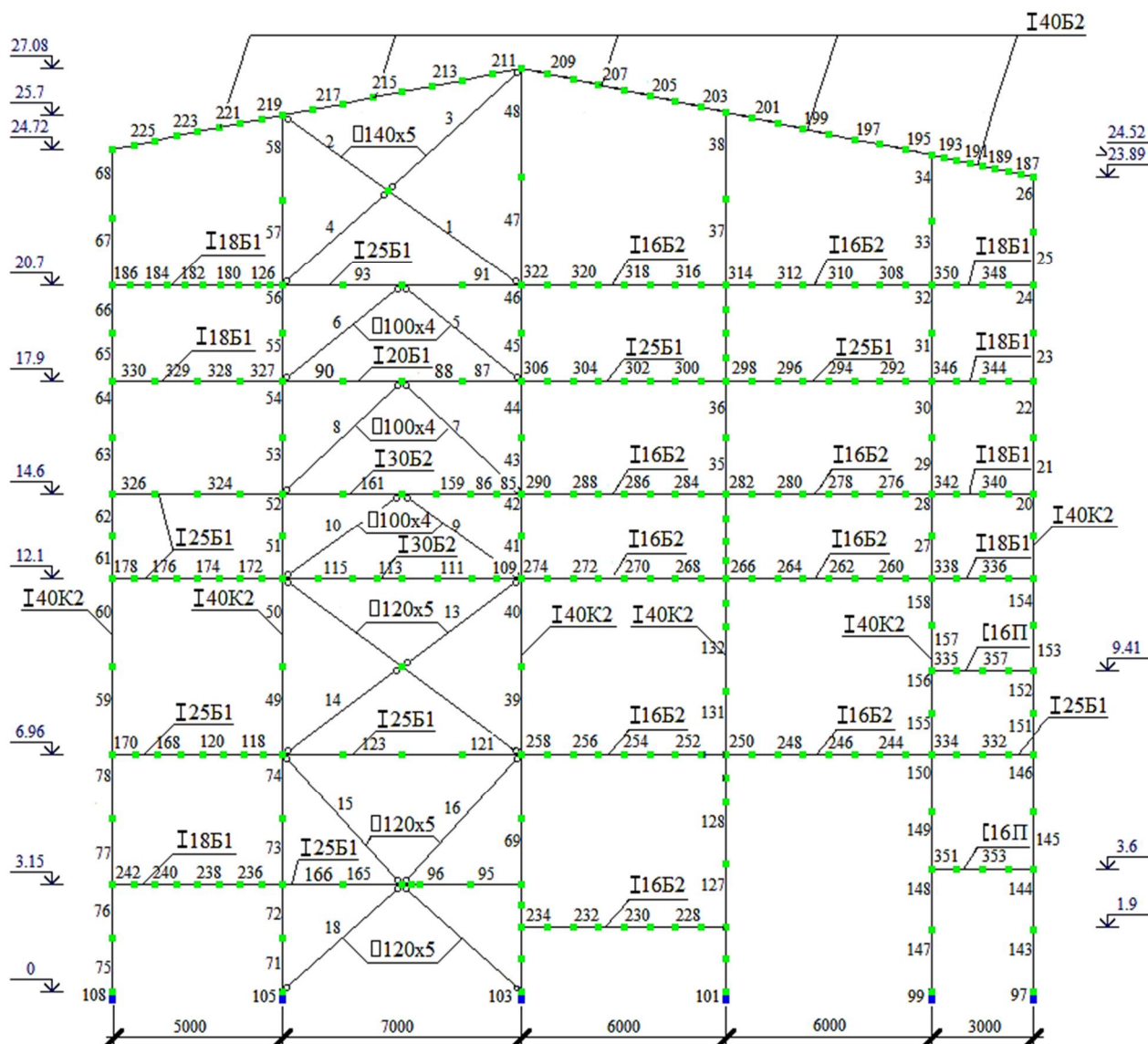


Рис. 5. КЭ-сетка № 2 с типами жесткостей

По всем результатам расчётов можно сделать следующие выводы относительно влияния шага нагружения на точность и достоверность расчёта:

- 1) для КЭ-сетки № 1 в зависимости от стадии разрушения разница по предельным нагрузкам, найденным с шагом $\Delta F = 0,05F_0$ и шагом $\Delta F = 0,01F_0$, составляет $\Delta k = 3 - 10 \%$. Аналогичная разница в предельных нагрузках при сравнении шагов $\Delta F = 0,01F_0$ и $\Delta F = 0,005F_0$ равна 1–2 %;
- 2) следовательно, для КЭ-сетки № 1 наибольшая точность определения предельных нагрузок достигается при использовании шагов $\Delta F = 0,01F_0$ и $\Delta F = 0,005F_0$, для которых предельные нагрузки отличаются на всех этапах нагружения не более чем на 1–2 %;
- 3) локализация мест разрушения (т. е. мест образования пластических шарниров) стержней рамы для всех трёх шагов нагружения практически одинаковая. Незначительные расхождения в локализации не оказывают влияния на характер разрушения рамы;
- 4) аналогичная картина влияния шага нагружения на величины предельных нагрузок наблюдается для КЭ-сетки № 2 и КЭ-сетки № 3.

Таким образом, для всех трёх КЭ-сеток наибольшая точность определения предельных нагрузок достигается при использовании шагов $\Delta F = 0,01F_0$ и $\Delta F = 0,005F_0$, для которых предельные нагрузки отличаются на всех этапах разрушения не более чем на 1–2 %.

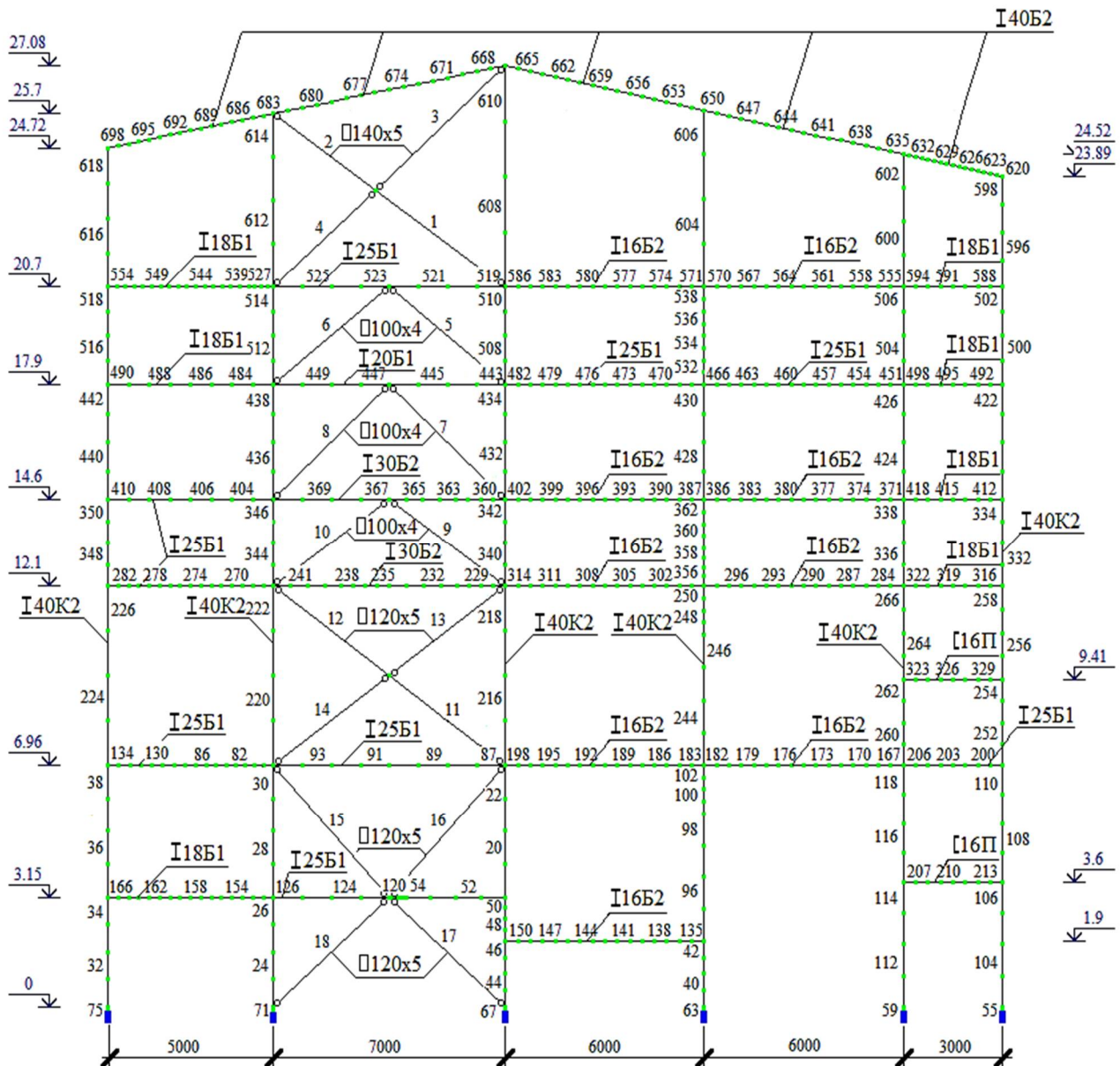


Рис. 6. КЭ-сетка № 3 с типами жесткостей

Также можно сделать следующие выводы относительно влияния на результаты расчёта плотности КЭ-сетки:

- 1) для КЭ-сетки № 1 по сравнению с двумя более плотными КЭ-сетками № 2 и № 3 при шаге $\Delta F = 0,05F_0$ на более поздних стадиях разрушения наблюдается заметное расхождение по предельным нагрузкам и разрушаемым стержням;
- 2) применение шагов $\Delta F = 0,01F_0$ и $\Delta F = 0,005F_0$ для КЭ-сетки № 1 позволяет приблизить её результаты к более точным сеткам;
- 3) для КЭ-сетки № 2 и для КЭ-сетки № 3 при шаге $\Delta F = 0,01F_0$ или $\Delta F = 0,005F_0$ получено практическое полное совпадение схем разрушения каркаса и предельных нагрузок для всех стадий разрушения ($\Delta k = 1-2\%$).

Таким образом, на основе анализа полученных результатов можно сделать вывод, что имеет место сходимость результатов физически нелинейного расчёта по двум параметрам: плотность КЭ-сетки и шаг нагружения. Это подтверждает достоверность численной схемы расчёта.

Для получения наиболее точных результатов рекомендуется применять КЭ-сетку № 2 или КЭ-сетку № 3 при шаге $\Delta F = 0,01F_0$ или $\Delta F = 0,005F_0$.

Оценка поведения плоского стального каркаса при увеличении временной технологической нагрузки:

- 1) разрушение ригелей происходит постепенно по стадиям нагружения, начиная с тех ригелей, которые имеют наименьший пластический резерв по отношению к нормативной нагрузке;
- 2) отсутствует разрушение колонн каркаса вплоть до разрушения практически всех ригелей вследствие их высокой первоначальной прочности по сравнению с ригелями;
- 3) спонтанное прогрессирующее разрушение элементов конструкции ни на одной из стадий нагружения не возникает.

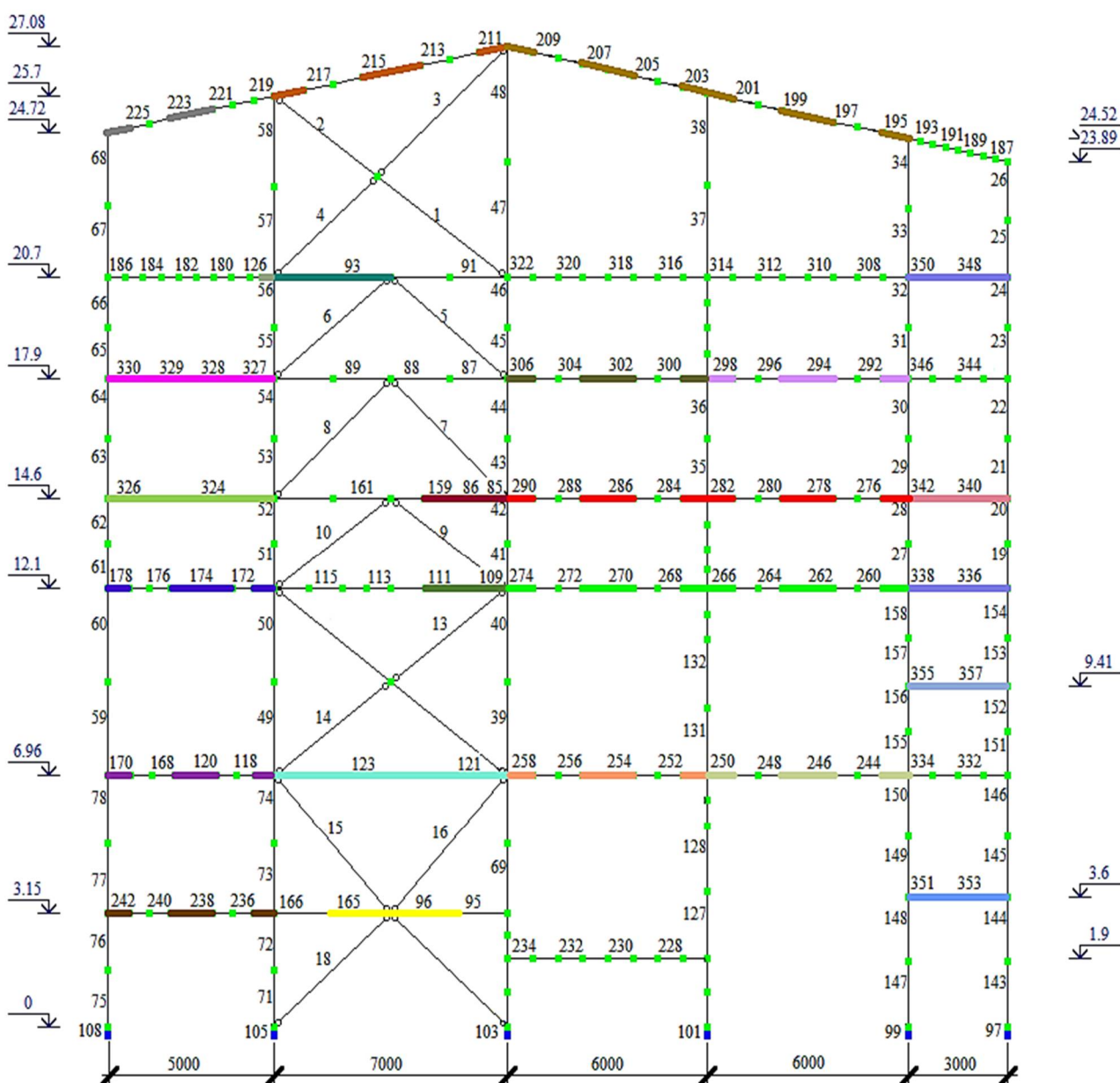


Рис. 7. Упругопластический расчет. КЭ-сетка № 2.

Шаг $\Delta F = 0,01F_0$.

Схема разрушения

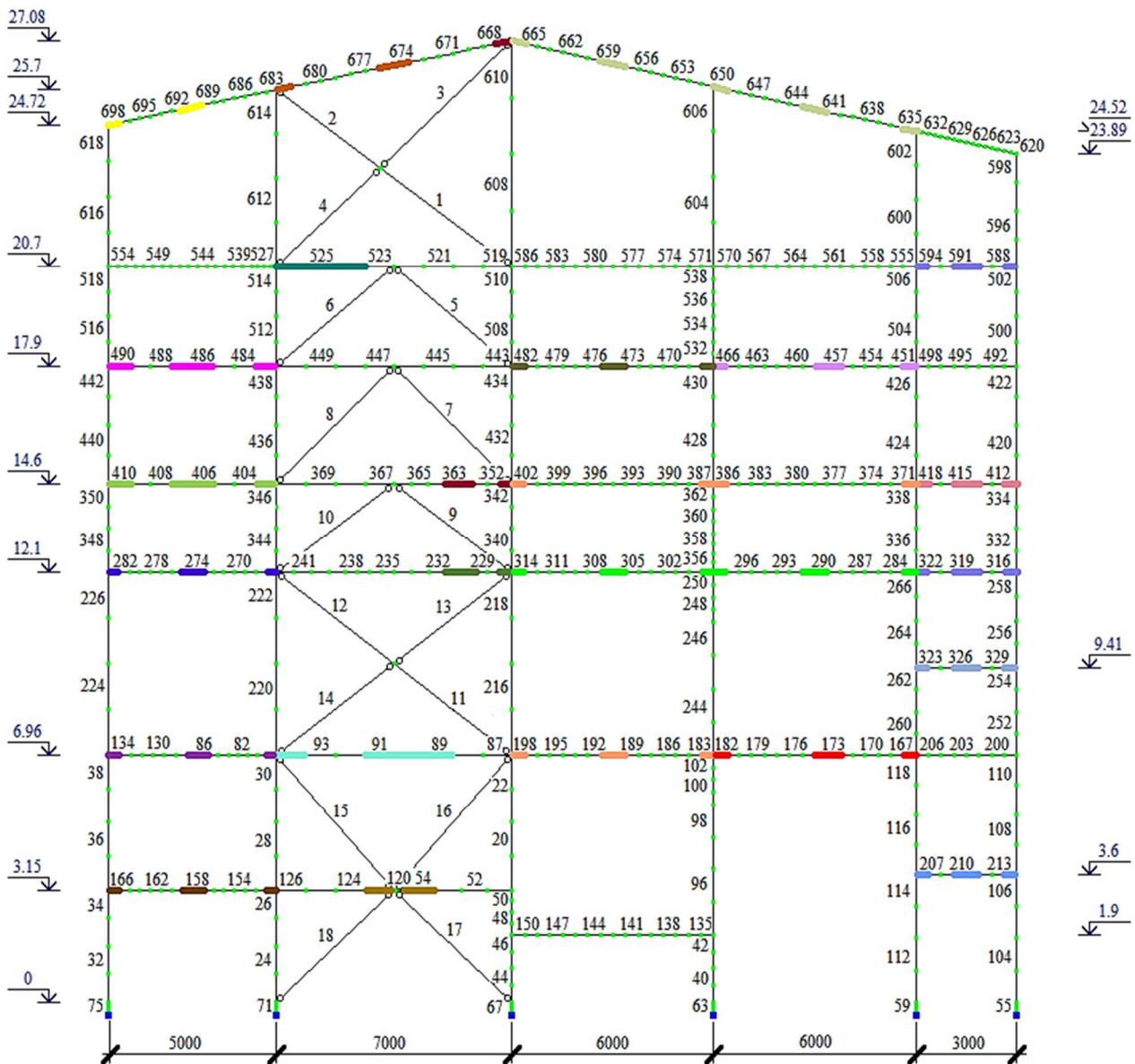


Рис. 8. Упругопластический расчет. КЭ-сетка № 3. Шаг $\Delta F = 0,01F_0$. Схема разрушения

Таблица 1

Коэффициент по нагрузке k_i для КЭ-сетки № 2 при шаге $\Delta F = 0,05F_0$

Номер стадии разрушения	Цветовое обозначение	k_i на i-й стадии	Суммарный $k = \sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ
1		1,95	1,95	171; 174; 175; 178
2		0,10	2,05	351; 352; 353; 354
3		0,15	2,20	355; 356; 357; 358
4		0,15	2,35	121; 122; 123; 124
5		0,10	2,45	117; 120; 167; 170
6		0,15	2,60	327; 328; 329; 330
7		0,80	3,40	291; 294; 295; 298; 339; 340; 341; 342
8		0,65	4,05	335; 336; 337; 338; 347; 348; 349; 350
9		0,40	4,45	299; 302; 303; 306
10		0,65	5,10	93; 94
11		0,10	5,20	109; 110; 111
12		0,20	5,40	259; 262; 263; 266; 267; 270; 271; 274

Окончание табл. 1

Номер стадии разрушения	Цветовое обозначение	k_i на i -й стадии	Суммарный $k = \sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ
13		0,35	5,75	323; 324; 325; 326
14		2,45	8,20	235; 238; 239; 242
15		0,50	8,70	85; 86; 159
16		0,45	9,15	211; 214; 215; 218
17		2,10	11,25	251; 254; 255; 258; 275; 278; 279; 282; 283; 286; 287; 290
18		0,1	11,35	195; 202; 203; 243; 246; 247; 250

Таблица 2

Коэффициент по нагрузке k_i для КЭ-сетки № 2 при шаге $\Delta F = 0,01F_0$

Номер стадии разрушения	Цветовое обозначение	k_i на i -й стадии	Суммарный $k = \sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ
1		1,94	1,94	171; 174; 175; 178
2		0,05	1,99	351; 352; 353; 354
3		0,10	2,09	355; 356; 357; 358
4		0,13	2,22	121; 122; 123; 124
5		0,05	2,27	117; 120; 167; 170
6		0,07	2,34	327; 328; 329; 330
7		0,78	3,12	291; 294; 295; 298
8		0,02	3,14	339; 340; 341; 342
9		0,63	3,77	335; 336; 337; 338; 347; 348; 349; 350
10		0,37	4,14	299; 302; 303; 306
11		0,60	4,74	93; 94
12		0,03	4,77	109; 110; 111
13		0,10	4,87	259; 262; 263; 266; 267; 270; 271; 274
14		0,31	5,18	323; 324; 325; 326
15		2,41	7,59	235; 238; 239; 242
16		0,49	8,08	85; 86; 159
17		0,35	8,43	211; 214; 215; 218
18		2,08	10,51	251; 254; 255; 258
19		0,02	10,53	275; 278; 279; 282; 283; 286; 287; 290
20		0,02	10,55	243; 246; 247; 250
21		0,88	11,43	195; 198; 199; 202; 203; 206; 207; 210
22		2,96	14,39	96; 163; 165
23		1,57	15,96	222; 223; 226
24		2,69	18,65	125

Таблица 3

Коэффициент по нагрузке k_i для КЭ-сетки № 2 при шаге $\Delta F = 0,005F_0$

Номер стадии разрушения	Цветовое обозначение	k_i на i -й стадии	Суммарный $k = \sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ
1		1,935	1,935	171; 174; 175; 178
2		0,050	1,985	351; 352; 353; 354
3		0,095	2,080	355; 356; 357; 358
4		0,125	2,205	121; 122; 123; 124
5		0,045	2,250	117; 120; 167; 170
6		0,065	2,315	327; 328; 329; 330
7		0,765	3,080	291; 294; 295; 298
8		0,025	3,105	339; 340; 341; 342
9		0,615	3,720	347; 348; 349; 350
10		0,010	3,730	335; 336; 337; 338
11		0,360	4,090	299; 302; 303; 306

Номер стадии разрушения	Цветовое обозначение	k_i на i -й стадии	Суммарный $k = \sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ
12		0,600	4,690	93; 94
13		0,030	4,720	109; 110; 111
14		0,165	4,885	259; 262; 263; 266;
15		0,010	4,895	267; 270; 271; 274
16		0,310	5,205	323; 324; 325; 326
17		2,405	7,610	235; 238; 239; 242
18		0,480	8,090	85; 86; 159
19		0,350	8,440	211; 214; 215; 218
20		2,075	10,515	251; 254; 255; 258; 283; 286; 287; 290
21		0,020	10,535	243; 246; 247; 250; 275; 278; 279; 282
22		0,870	11,405	195; 198; 199; 202
23		0,010	11,415	203; 206; 207; 210
24		2,820	14,235	96; 163; 164
25		1,755	15,990	222; 223; 226
26		2,570	18,560	125; 314; 315

Таблица 4

Коэффициент по нагрузке k_i для КЭ-сетки № 3 при шаге $\Delta F = 0,01F_0$

Номер стадии разрушения	Цветовое обозначение	k_i на i -й стадии	Суммарный $k = \sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ
1		1,94	1,94	267; 274; 275; 282
2		0,06	2,00	207; 210; 211; 214
3		0,10	2,10	323; 326; 327; 330
4		0,12	2,22	89; 90; 91; 94
5		0,05	2,27	79; 86; 127; 134
6		0,07	2,34	483; 486; 487; 490
7		0,77	3,11	451; 458; 459; 466
8		0,03	3,14	411; 414; 415; 418
9		0,63	3,77	315; 318; 319; 322; 587; 590; 591; 594
10		0,37	4,14	467; 474; 475; 482
11		0,61	4,75	524; 525; 526
12		0,01	4,76	227; 230; 231
13		0,17	4,93	283; 290; 291; 298; 299; 306; 307; 314
14		0,31	5,24	403; 406; 407; 410
15		2,42	7,66	151; 158; 159; 166
16		0,49	8,15	351; 354; 363; 667
17		0,34	8,49	674; 675; 682
18		2,08	10,57	183; 190; 191; 198; 371; 386; 387; 402
19		0,03	10,60	167; 174; 175; 182
20		0,88	11,48	635; 642; 643; 650; 651; 658; 659; 666
21		2,96	14,44	54; 119; 123
22		1,88	16,32	690; 691; 698

Выводы

1. Выполнены расчёты стального каркаса при упругопластическом деформировании материала в рамках плоской задачи. Дана оценка сходимости и достоверности принятой конечно-элементной схемы на основе расчета с использованием вложенных конечно-элементных сеток и при различных шагах приращения по нагрузке.

2. Произведён расчётный анализ упругопластического деформирования плоского стального каркаса промышленного здания при сверхнормативной технологической нагрузке с целью определения пластического резерва несущей способности отдельных элементов конструкции и конструкции в целом.

3. Проведено исследование возможности прогрессирующего разрушения рамного каркаса для случаев эксплуатации, связанных со сверхнормативным увеличением временной технологической нагрузки.

Библиографический список

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* (с поправкой, с изм. № 1). М.: АО «Кодекс», 2017. 148 с.
2. Рекомендации по расчету стальных конструкций на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций. М.: ЦНИИПСК, 1985. 48 с.
3. Ржаницын А. Р. Строительная механика: учеб. пособие для вузов. М.: Высш. шк., 1982. 400 с.
4. Кац А. С. Расчет неупругих строительных конструкций. Л.: Стройиздат, 1989. 168 с.
5. Варнавский В. С., Поворин А.С. Определение несущей способности металлического рамного каркаса с применением программного комплекса «ЛИРА» // Строительная механика и конструкции. 2011. Т. 2, № 3. С. 113–121.
6. Варнавский В. С., Болотов А. О. Численное исследование несущей способности металлической рамы на основе программного комплекса «ЛИРА» // Строительная механика и конструкции. 2014. Т. 1, № 8. С. 117–125.
7. Варнавский В. С., Габриелян Г. Е., Мартынова М. М. Расчёт плоского стального каркаса на статическую нагрузку с учётом пластических деформаций материала // Строительная механика и конструкции. 2018. Т. 3, № 18. С. 51–60.
8. Варнавский В. С., Габриелян Г. Е., Востриков В. В. Расчёт плоского стального каркаса на постоянную и временную нагрузку с учётом пластических деформаций материала // Строительная механика и конструкции. 2019. Т. 3, № 22. С. 76–86.
9. Варнавский В. С., Габриелян Г. Е., Ненашев Д. С. Исследование упругопластического деформирования плоского стального каркаса при постоянной и крановой нагрузке // Строительная механика и конструкции. 2022. № 2 (33). С. 110–122.
10. Алмазов В. О. Проблемы прогрессирующего разрушения // Строительство и реконструкция. 2014. № 6 (56). С. 3–10.
11. Azim I., Yang J., Bhatta S., Wang F., Liu Q.-F. Factors influencing the progressive collapse resistance of frame structures // Journal of Building Engineering. 2020. Vol. 27. P. 100986.

References

1. SP 16.13330.2017. Steel structures. Updated version of SNiP II-23-81* (as amended, with Amendment No. 1). Moscow: JSC "Codex", 2017. 148 p.
2. Recommendations for the calculation of steel structures for strength according to the criteria of limited plastic deformations. Moscow: TsNIIPSK, 1985. 48 p.
3. Rzhantsyn A. R. Construction mechanics: textbook. manual for universities. M.: Higher. School, 1982. 400 p.
4. Katz A. S. Calculation of inelastic building structures. L.: Stroyizdat, 1989. 168 p.
5. Varnavsky V. S., Povorin A. S. Determination of the bearing capacity of a metal frame with the use of the Lira software package // Construction mechanics and structures. 2011. Vol. 2. no. 3. Pp. 113–121.
6. Varnavsky V. S., Bolotov A. O. Numerical study of the bearing capacity of a metal frame based on the Lira software package // Construction mechanics and structures. 2014. Vol. 1, no. 8. Pp. 117–125.

7. Varnavsky V. S., Gabrielyan G. E., Martynova M. M. Calculation of a flat steel frame for static load taking into account plastic deformations of the material // Construction mechanics and structures. 2018. Vol. 3, no. 18. Pp. 51–60.
8. Varnavsky V. S., Gabrielyan G. E., Vostrikov V. V. Calculation of a flat steel frame for a constant and temporary load taking into account plastic deformations of the material // Construction mechanics and structures. 2019. Vol. 3, no. 22. Pp. 76–86.
9. Varnavsky V.S., Gabrielyan G.E., Nenashev D.S. Investigation of elastic-plastic deformation of a flat steel frame under constant and crane load // Construction mechanics and constructions. 2022. No. 2 (33). Pp. 110–122.
10. Almazov V. O. Problems of progressive destruction // Construction and reconstruction. 2014. No. 6 (56). Pp. 3–10.
11. Azim I., Yang J., Bhatta S., Wang F., Liu Q.-F. Factors influencing the progressive collapse resistance of frame structures // Journal of Building Engineering. 2020. Vol. 27. Pp. 100986.

COMPUTATIONAL ANALYSIS OF THE ELASTOPLASTIC DEFORMATION OF A FLAT STEEL FRAME UNDER EXCESSIVE TECHNOLOGICAL LOAD

V. S. Varnavsky ¹, D. N. Nenashev ², E. V. Varnavskaya ³

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

Voronezh State Medical University named after N. N. Burdenko ³
Russia, Voronezh

¹ PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, tel.: +7(473)271-52-30, e-mail: mailVVS@inbox.ru

² Graduate student of the Department of Structural Mechanics, tel.: +7(953)719-28-81, e-mail: kav.9@mail.ru

³ PhD in Philology, Senior Lecturer of the Department of Foreign Languages, tel.: +7(473)253-12-94, e-mail: mailvev@mail.ru

A computational analysis of the elastoplastic deformation of a flat steel frame under the combined action of constant and excessive technological load is performed. The possibility of progressive destruction of the structure during its loading is being investigated. The results confirming the reliability of the physically nonlinear calculation using the LIRA PC are presented.

Key words: steel frame, load-bearing capacity, extreme equilibrium, progressive destruction, design-computational complex LIRA.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.21

DOI 10.36622/2219-1038.2025.46.3.009

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КОНСОЛЬНО-БАЛОЧНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА

А. С. Белокопытов¹, В. А. Уткин², С. А. Матвеев³Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет^{1,2,3}
Россия, Омск¹ Ст. преп., аспирант кафедры мостов и тоннелей, тел.: +7(951)424-78-03, e-mail: a.sbel@yandex.ru² Д-р техн. наук, проф. кафедры мостов и тоннелей, тел.: +7(913)674-51-94, e-mail: prof.utkin@mail.ru³ Д-р техн. наук, проф. кафедры мостов и тоннелей, тел.: +7(913)613-67-99, e-mail: dfsibadi@mail.ru

Постановка задачи. Представлены результаты исследования консольно-балочных пролетных строений сталежелезобетонного моста.

Результаты. По результатам расчетов, статических и динамических испытаний установлено, что сталежелезобетонные консольно-балочные пролетные строения сохраняют работоспособность, соответствуют нормативным требованиям, предъявляемым к ремонтируемым мостовым сооружениям, и обеспечивают безопасный пропуск временных нагрузок классов А11 и Н11.

Выводы. Конструктивные решения, принятые при проектировании пролетных строений, не соответствуют современным представлениям о рациональности распределения материалов в сечениях. Последнее служит основой для последующих исследований по совершенствованию конструкции.

Ключевые слова: статические испытания, динамические испытания, мост, сталежелезобетонное пролетное строение, несущая способность, главные балки, плита проезжей части.

Введение. Объединение в совместную работу железобетонной плиты и стальных главных балок позволило уменьшить расход металла при изготовлении пролетных строений. По этой причине с середины прошлого столетия сталежелезобетонные пролетные строения рассматривались как один из наиболее рациональных вариантов мостовых конструкций для средних и больших пролётов. Отечественные и зарубежные научные исследования сталежелезобетонных мостов приведены в [1–14] и в [15–27] соответственно.

В современной практике мостостроения приоритет отдан стальным пролетным строениям с ортотропной плитой. Данная тенденция обусловлена высокой технологичностью строительства с применением продольной надвижки, отказом от регулирования усилий и бетонных работ на монтаже.

Тем не менее значительное количество сталежелезобетонных мостов, построенных в середине XX века, продолжает функционировать в условиях современного движения. В ходе эксплуатации пролетного строения возникает необходимость капитального ремонта и оценки фактической работы сооружения.

Объектом настоящего экспериментального исследования является сталежелезобетонное консольно-балочное пролетное строение Ленинградского моста через реку Иртыш в городе Омске. По завершении капитального ремонта в 2024 году проведены обследование,

статические и динамические испытания пролетных строений, результаты которых представлены в настоящей работе. Предпроектное обследование и принятые проектные решения описаны в работе [28].

Выводы по результатам исследования позволяют определить фактическую грузоподъемность пролетных строений, соответствие современным нормативным требованиям, обозначить цели для дальнейшего совершенствования конструкции консольно-балочных сталежелезобетонных пролетных строений для возможности повторного применения при строительстве мостов больших пролетов.

Характеристика пролетных строений. Ленинградский мост через р. Иртыш построен в 1959 году по проекту института «Лентрансмостпроект» (рис. 1). Мост общей длиной 682,0 м имеет восемь пролетов. Пролетные строения с ездой поверху включают сталежелезобетонные ПС1–ПС7 и монолитное железобетонное пролетное строение ПС8. Схема моста с обозначением пролетов приведена на рис. 2.



Рис. 1. Общий вид на Ленинградский мост через р. Иртыш в г. Омске (с правого берега)

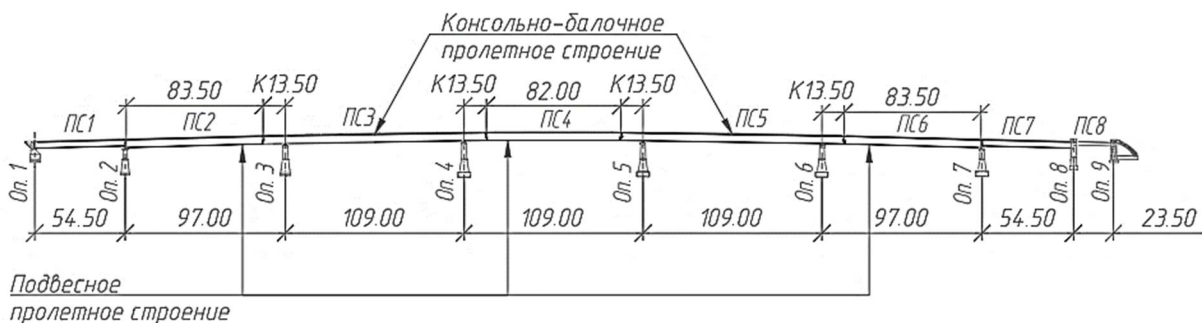


Рис. 2. Схема моста (нумерация опор с левого берега)

Пролетные строения ПС2–ПС6 выполнены по консольно-балочной схеме с пролетами длиной до 109,0 м, консоль – 13,5 м, высота стальных балок – 4,6 м. В поперечном сечении установлены шесть главных балок, соединённых с монолитной железобетонной плитой проезжей части толщиной 0,18 м. Согласно проектной документации, объединение стальной и железобетонной частей произведено посредством гибких упоров. Поперечное сечение представлено на рис. 3.

Материал главных балок консольно-балочного пролетного строения – сталь НЛ-2, класс прочности бетона плиты проезжей части соответствует В25. Расход стали главных балок – 10,04 т/м, расход железобетона – 5,68 м³/м.

Мост запроектирован на пропуск временных автомобильных нагрузок Н-18 и НК-80, трамвайную нагрузку Т-13 и пешеходную нагрузку интенсивностью 300 кг/м². Трамвайное движение по мосту с момента строительства не осуществлялось.

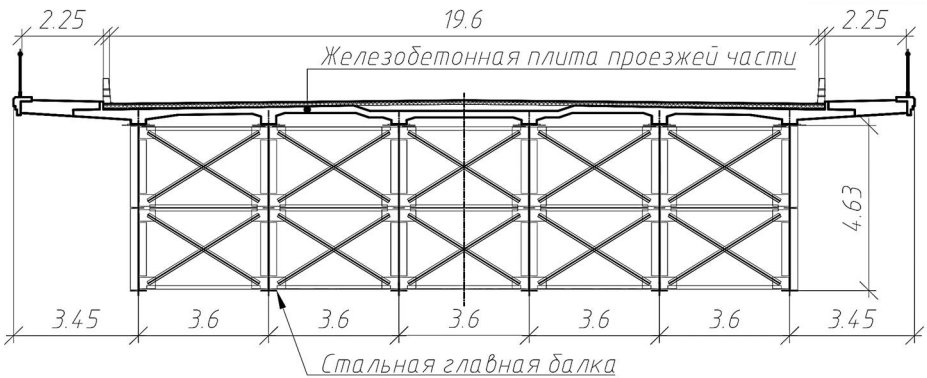


Рис. 3. Поперечное сечение консольно-балочного пролетного строения

Монтаж пролетных строений. Монтаж сталежелезобетонных пролетных строений выполнялся на временных опорах с применением технологии регулирования усилий. Для подвесных пролетов ПС2, ПС4 и ПС6 (рис. 2) применялась схема поддомкрачивания металлических балок с последующим бетонированием плиты. В результате предварительного нагружения и разгрузки балок обеспечивалась компенсация изгибающих моментов от постоянной нагрузки. Для пролетных строений ПС3 и ПС5 регулирование усилий достигалось за счёт последовательной балластировки подвесных пролетов и бетонирования плиты с учётом искусственно вызванного выгиба. Таким образом обеспечено включение железобетонной плиты в работу на положительные и отрицательные изгибающие моменты.

Анализ технической документации по эксплуатации сооружения за период с 1960 по 2024 гг. Сведения о мероприятиях, выполненных в процессе эксплуатации моста, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Перечень мероприятий за период эксплуатации Ленинградского моста

Год	Наименование	Тип работ	Разработчик
1960	Научно-технический отчет об испытаниях моста через реку Иртыш в городе Омске	Обследование и испытание	«СИБАДИ»
1971	Отчет по научно-исследовательской работе «Обследование и испытание моста через реку Иртыш в г. Омске»	Обследование и испытание	Кафедра «Мосты» «СИБАДИ»
1982	Заключение по обследованию свай опоры № 6	Обследование	Кафедра «Мосты» «СИБАДИ» и «Лентрансмостпроект»
1983	Отчет по научно-технической работе «Обследование пролетных строений Ленинградского моста через реку Иртыш в гор. Омске»	Обследование и испытание	Кафедра «Мосты» «СИБАДИ»
2004	Проект реконструкции парапетов и деформационных швов с исполнительной документацией на ремонт парапетов и тротуаров	Ремонт	ЗАО «Мскстроймост»
2006	Отчет «Обследование мостов «Юбилейный» ч/р Омь, «Ленинградский» ч/р Иртыш, «Фрунзенский» ч/р Омь в г. Омске», «Обследование моста «Ленинградский» через реку Иртыш в г. Омске»	Обследование	ООО «ПИК»

Год	Наименование	Тип работ	Разработчик
2018	Технический отчет «Выполнение работ по обследованию моста «Ленинградский» через реку Иртыш и моста им. 30 лет ВЛКСМ («Комсомольский») через реку Омь в г. Омске», «Мост «Ленинградский» через р. Иртыш в городе Омске»	Обследование	ООО «ПИК»
2021	Проект «Разработка проектно-сметной документации на выполнение работ по замене деформационных швов»	Ремонт	ООО «ПИК»
2021	Проект «Капитальный ремонт моста «Ленинградский» через р. Иртыш в г. Омске»	Обследование, капитальный ремонт	ООО «МОСТ»
2024	Отчет «Выполнение научно-исследовательских работ по определению фактического напряженно-деформированного состояния конструкций моста «Ленинградский» через реку Иртыш в г. Омске после капитального ремонта, при воздействии на них временной подвижной нагрузки»	Обследование, испытание по результатам капитального ремонта	Кафедра «Мосты и тоннели» ФГБОУ ВО «СибАДИ»

По результатам обследований, проводившихся в период с 1960 по 2021 годы, можно сформулировать следующие обобщённые выводы:

1. Дефекты, оказывающие непосредственное влияние на снижение несущей способности пролетных строений, не выявлены. Обнаруженные повреждения и нарушения в основном касаются конструктивных элементов, влияющих на долговечность, но не ограничивают грузоподъёмность;

2. Фактические характеристики прочности железобетонной плиты проезжей части превышают расчётные значения, заложенные в проекте;

3. Провисание пролетных строений обусловлено накоплением постоянной нагрузки за счёт многократного наслоения слоёв мостового полотна. Явление не носит аварийного характера и может быть устранено в процессе капитального ремонта.

В рамках подготовки проектной документации капитального ремонта в 2021 г. была выполнена проверка пролетных строений на воздействие нагрузок А11 и Н11, допустимых для ремонтируемых сооружений. Дополнительно в ходе проверки проведена оценка на соответствие современным нагрузкам А14 и Н14. Установлено, что при воздействиях последних расчётная несущая способность пролетных строений не обеспечивается.

Статические испытания пролетных строений. Статические испытания проводились кафедрой «Мосты и тоннели» ФГБОУ ВО «СибАДИ» в 2024 году после завершения капитального ремонта. В качестве нагрузки использовались 24 четырёхосных автомобиля-самосвала суммарной массой около 600 тонн. Распределение нагрузки и выбор сечений обосновывались расчётами методом конечных элементов в программном комплексе «Midas Civil». Далее в работе приведены результаты исследования консольно-балочных пролетных строений ПС2 и ПС3 (рис. 2).

Схемы размещения контролируемых сечений и приборов приведены на рис. 4–6. Контролируемыми сечениями являлись:

- сечение II – середина ПС2;
- сечение III – над опорой № 3;
- сечение IV – середина ПС3.

Нагружение пролетных строений осуществлялось поочерёдно для каждого пролета. Схема размещения временной нагрузки в поперечном направлении представлена на рис. 7. Конфигурации загрузки в продольном направлении, а также результаты измерений прогибов приведены на рис. 8–17. Распределение напряжений в сечении наиболее нагруженной балки Б1 при воздействии временной нагрузки на расчётное сечение отражено на рис. 18.

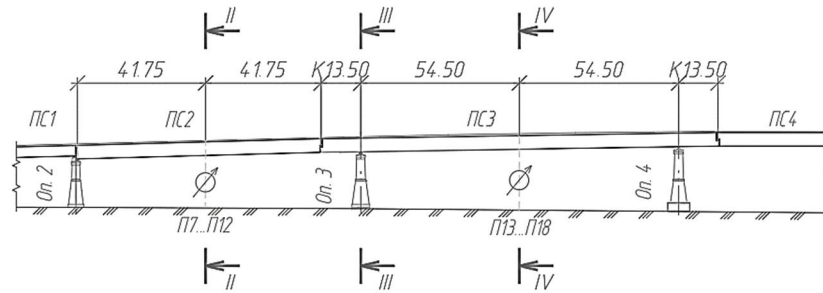


Рис. 4. Схема размещения контролируемых сечений (II – прогибомер)

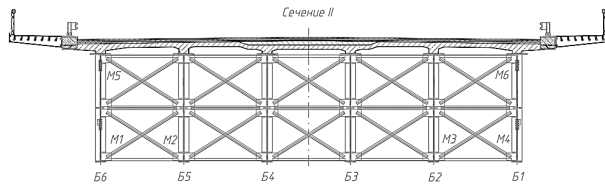


Рис. 5. Схема размещения приборов измерения относительных деформаций в сечении II (М – тензодатчик)

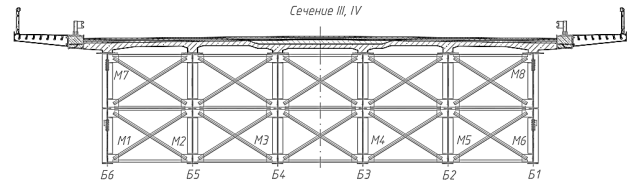


Рис. 6. Схема размещения приборов измерения относительных деформаций в сечениях III и IV (М – тензодатчик)

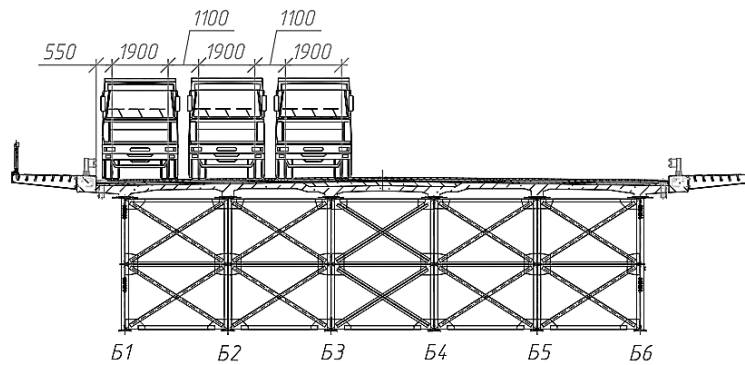


Рис. 7. Положение испытательной нагрузки в поперечном направлении

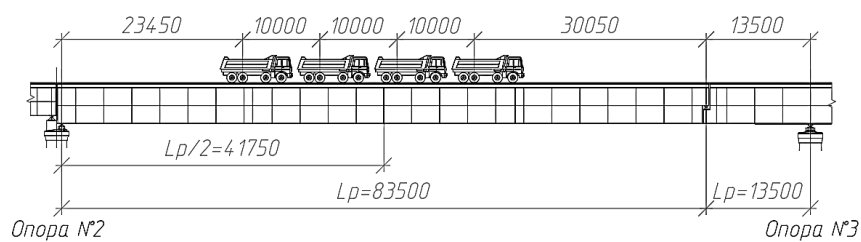


Рис. 8. Положение испытательной нагрузки при загрузке сечения II



Рис. 9. График прогибов балки Б1 при загрузке сечения II

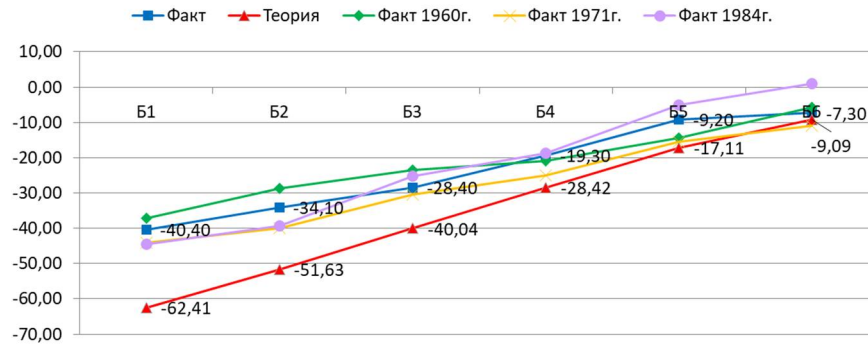


Рис. 10. Прогибы главных балок в сечении II при загрузении сечения II

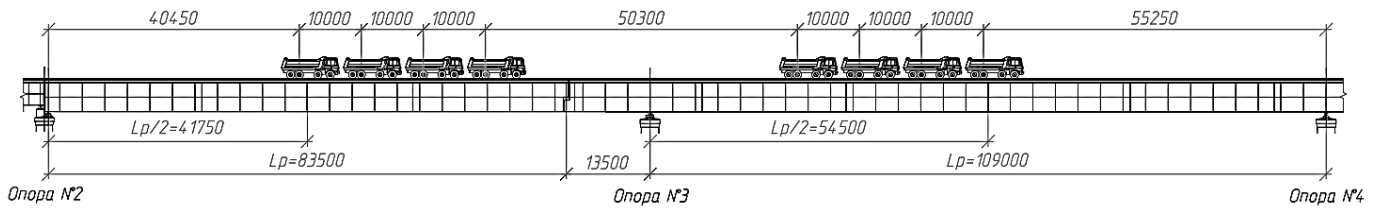


Рис. 11. Положение испытательной нагрузки при загрузении сечения III

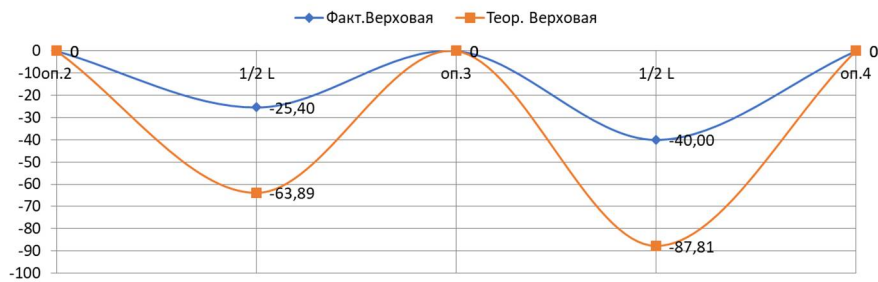


Рис. 12. График прогибов балки Б1 при загрузении сечения III



Рис. 13. Прогибы главных балок в сечении II при загрузении сечения III

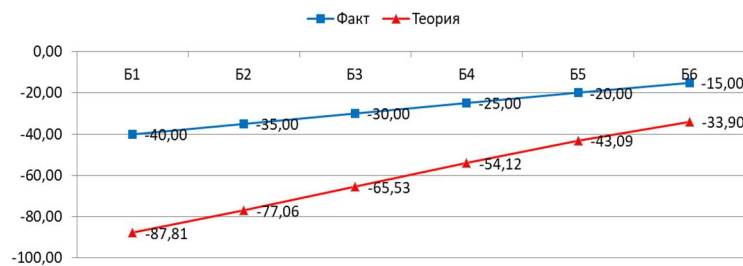


Рис. 14. Прогибы главных балок в сечении IV при загрузении сечения III

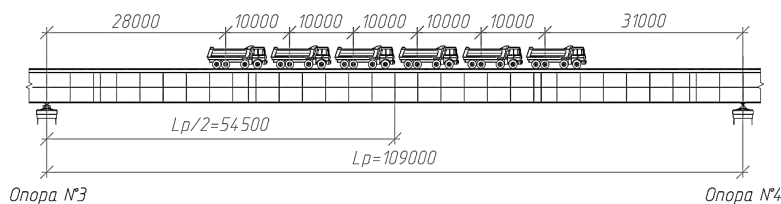


Рис. 15. Положение испытательной нагрузки при загрузке сечения IV

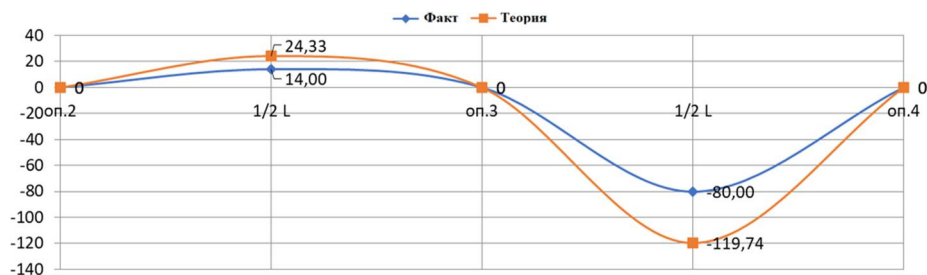


Рис. 16. Положение испытательной нагрузки при загрузке сечения IV

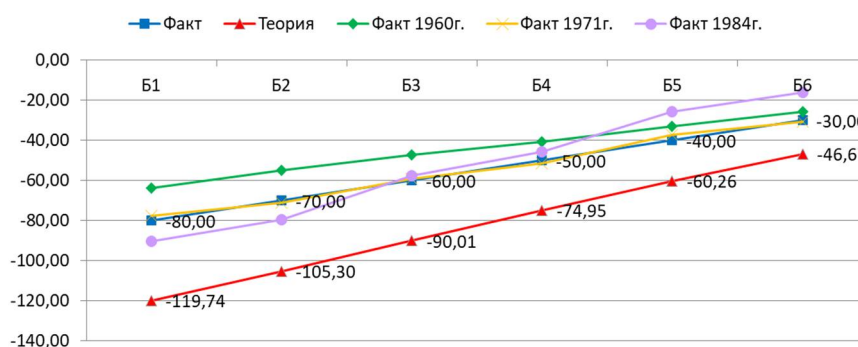
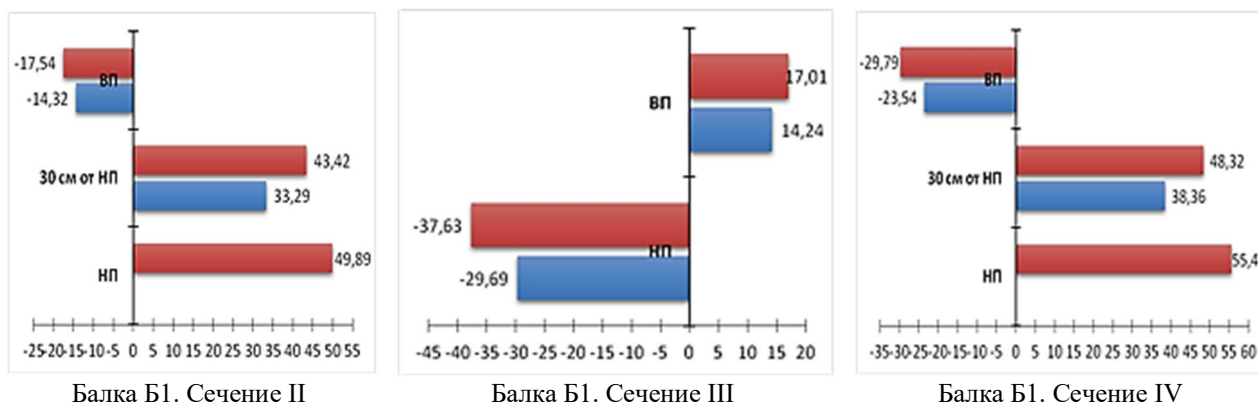


Рис. 17. Положение испытательной нагрузки при загрузке сечения IV

Рис. 18. Распределение напряжений в балке Б1
(теоретические значения обозначены красным, экспериментальные – синим)

Заключения по результатам статических испытаний:

1. Теоретическая расчетная схема в «Midas Civil» с достаточной степенью точности описывает реальную работу пролетных строений;
2. Процент загрузки пролётного строения испытательной нагрузкой по отношению к проектному загрузению временной нагрузкой составляет 63–72 %;

3. Величины максимальных фактических прогибов меньше теоретических значений на 33–37 %;
4. Величины максимальных фактических напряжений меньше теоретических значений на 16–24 %;
5. Результаты измерения прогибов пролетного строения сопоставимы с результатами, полученными в 1960, 1971 и 1984 гг.;
6. Пролётные строения моста удовлетворяют нормативным требованиям грузоподъёмности по прогибам и нормальным напряжениям;
7. По мосту возможен пропуск проектных временных нагрузок А11 и Н11 без ограничений.

Динамические испытания пролётных строений. Динамические качества мостовых сооружений являются весьма важными при их проектировании, строительстве и эксплуатации. В настоящее время разработку методики оценки динамических качеств пролётных строений автодорожных мостов ведут проф. В. С. Сафронов и А. В. Антипов [28, 29].

Целью динамических испытаний является:

- выявление отклика сооружения на динамическое воздействие, создаваемое реальными подвижными нагрузками;
- определение основных динамических характеристик мостового сооружения (периодов собственных колебаний, характеристик затухания колебаний).

Динамические характеристики пролётных строений регистрировались при пропуске по мосту испытательной нагрузки со скоростями в диапазоне 15–60 км/ч. Заезды автомобилей выполнялись по ровной проезжей части и с порогом в виде деревянного бруса высотой 0,1 м (рис. 19).



Рис. 19. Проезд испытательной нагрузки с порогом на проезжей части

В качестве динамической нагрузки использовались 24 четырехосных автомобиля. Средний вес автомобиля – 25,0 т. Проезд автомобилей по пролётным строениям с порогом на проезжей части выполнялся от опоры 9 к опоре 1. Датчики измерительной системы устанавливались на главных балках в сечении II пролета ПС2 (рис. 4).

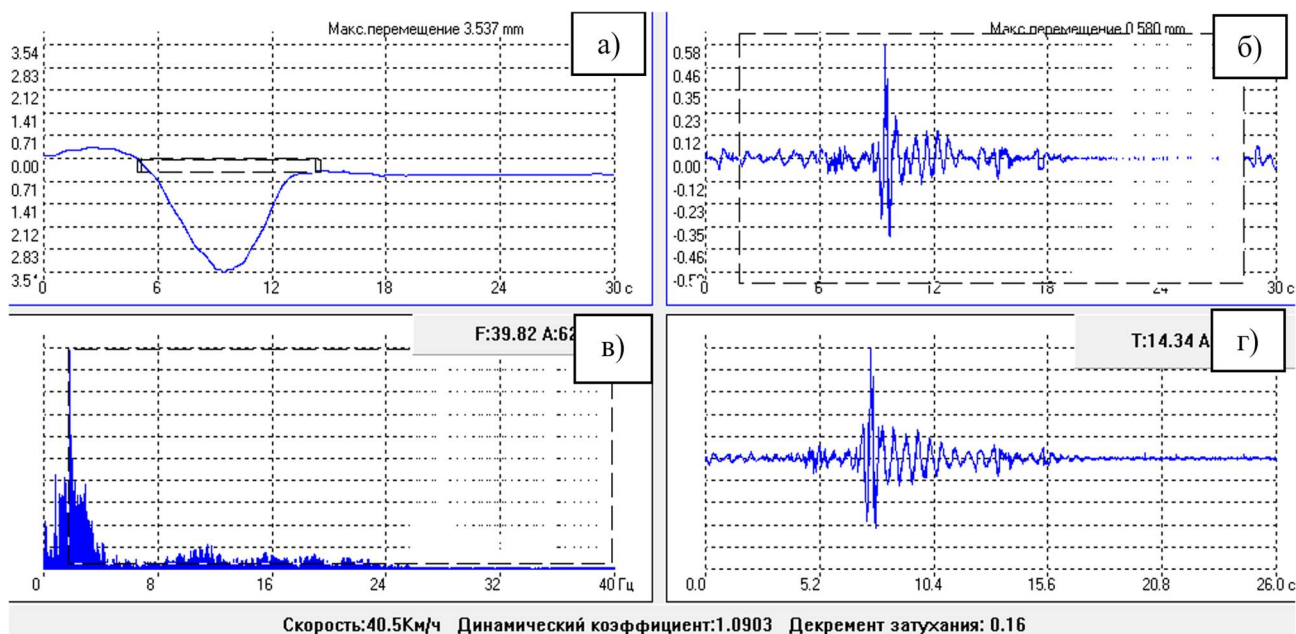
По данным, полученным в процессе испытаний, определены динамические коэффициенты ($1+\mu$) пролетного строения ПС2, период собственных колебаний и логарифмический декремент затухания. Средние значения полученных динамических характеристик при заездах без порога и с порогом приведены в табл. 2. Теоретическое значение динамического коэффициента ($1+\mu$) составляет 1,4 согласно [31].

Таблица 2

Средние значения динамических характеристик пролетного строения ПС2

Засезд	Скорость нагрузки, км/ч	Динамический коэффициент ($1+\mu$)	Частота колебаний, Гц	Период колебаний, с	Логарифмический декремент затухания
Движение нагрузки без порога					
1	20,8	1,010	1,52	0,66	0,06
2	19,9	1,010	1,59	0,63	0,09
3	19,4	1,009	1,58	0,64	0,11
4	20,0	1,014	1,62	0,62	0,07
5	20,1	1,013	1,58	0,64	0,08
6	28,6	1,008	1,54	0,65	0,10
7	30,7	1,008	1,58	0,64	0,12
8	30,0	1,011	1,53	0,66	0,11
9	37,9	1,008	3,12	0,32	0,06
10	49,2	1,007	1,61	0,62	0,16
11	55,1	1,009	1,58	0,63	0,35
Движение нагрузки с порогом					
1	20,7	1,035	2,62	0,38	0,16
2	22,3	1,099	1,63	0,62	0,12
3	15,9	1,116	2,86	0,35	0,35
4	21,8	1,073	1,66	0,60	0,25
5	32,4	1,055	1,58	0,63	0,22
6	38,7	1,044	1,58	0,64	0,25
8	38,1	1,051	1,58	0,64	0,20
9	63,6	1,066	1,61	0,62	0,30
10	49,0	1,154	1,62	0,62	0,36

В качестве примера результатов обработки данных испытания на рис. 20–21 приведены графики динамических характеристик в середине пролетного строения ПС2 (сечение II).

**Рис. 20.** Динамические характеристики пролетного строения ПС2 (сечение II)

при движении нагрузки без порога:

- а) график изменения прогиба при движении испытательной нагрузки;
- б) график динамической составляющей перемещений;
- в) спектральная плотность изменения прогибов; д) график изменения ускорений

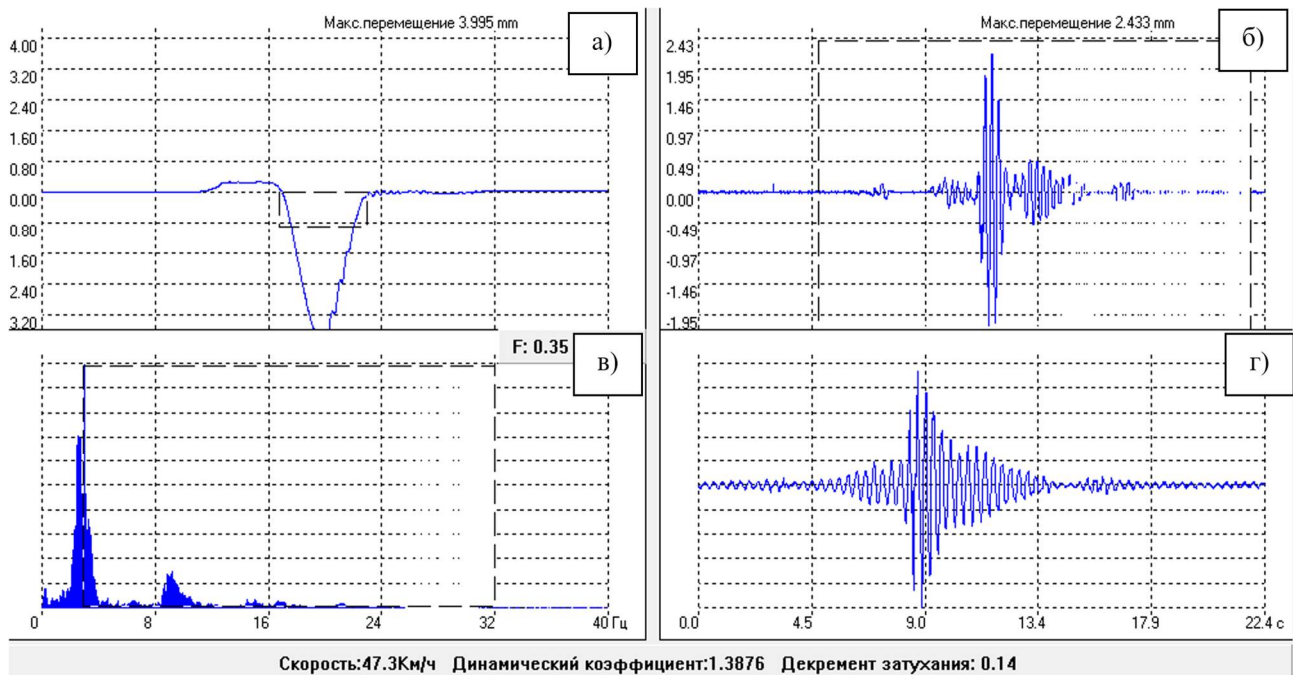


Рис. 21. Динамические характеристики пролетного строения ПС2 (сечение II) при движении нагрузки с порогом:

- а) график изменения прогиба при движении испытательной нагрузки;
 б) график динамической составляющей перемещений; в) спектральная плотность изменения прогибов;
 д) график изменения ускорений

Заключения по результатам измерений и обработки данных динамических испытаний:

1. При проезде автомобилей по мосту проявляются достаточно продолжительные колебания, эти колебания не являются опасными для прочности несущих конструкций моста;
2. Опасные для длительной прочности пролетных строений резонансные колебания не зарегистрированы ни в одном из вариантов записанных виброграмм;
3. Величина динамического коэффициента ($1+\mu$) изменяется в зависимости от скорости нагрузки при движении по ровной проезжей части от 1,007 (при 49,2 км/ч) до 1,014 (при 20,0 км/ч);
4. При движении нагрузки с порогом динамический коэффициент ($1+\mu$) изменяется в зависимости от скорости нагрузки от 1,035 (при 20,7 км/ч) до 1,154 (при 49,0 км/ч);
5. Значения динамического коэффициента ($1+\mu$) при движении по ровной проезжей части и с порогом ниже проектного значения 1,4. Сказывается работа консольно-подвесной системы и незначительная масса испытательной нагрузки, в сравнении с полной массой пролетного строения;
6. Величина периода колебаний пролетных строений в диапазоне скоростей 15–60 км/ч находится в пределах 0,29–0,44 с либо выше 0,63 с;
7. Значения логарифмического декремента затухания колеблются в пределах от 0,06 до 0,35, что близко к рекомендуемым 0,15 для стальных и сталежелезобетонных пролетных строений согласно [32]. Значения декремента выше 0,15 получены при заездах испытательной нагрузки с порогом;
8. Динамические характеристики пролетных строений соответствуют требованиям СП 35.13330.2011 [31]. Полученные результаты измерений показывают, что пролетные строения обладают достаточной жесткостью. Состояние проезжей части и конструкций моста не требует ограничения скорости движения автотранспорта.

Грузоподъемность пролетных строений. Оценка грузоподъемности пролетных строений выполнена методом конечных элементов в программном комплексе «Midas Civil» с

применением методики, изложенной в [33]. В соответствии с расчётами пролетные строения ПС2 и ПС3 соответствуют классу грузоподъёмности по нагрузке АК ($K_{AK} = 11,56$) и по нагрузке НК ($K_{НК} = 11,99$).

Полученные значения подтверждают результаты расчётов, выполненных при подготовке проекта капитального ремонта, а также сопоставимы с данными натурных испытаний.

Выводы. Ленинградский мост, построенный в 1959 году, эксплуатируется на протяжении более шести десятилетий. Проведённый в 2024 году капитальный ремонт был направлен на восстановление эксплуатационных свойств сооружения и продление его срока службы.

По результатам исследования установлено, что сталежелезобетонные консольно-балочные пролетные строения сохраняют работоспособность, соответствуют нормативным требованиям, предъявляемым к ремонтируемым мостовым сооружениям, и обеспечивают безопасный пропуск временных нагрузок классов A11 и H11.

В конструктивном плане можно отметить следующие положительные моменты:

- наличие шести главных балок в поперечном сечении обеспечивает высокую конструктивную жёсткость и надёжность пролетного строения;
- сопряжение монолитной железобетонной плиты проезжей части со стальными балками через гибкие упоры сохранено и является надёжным, что подтверждается результатами исследования.

Вместе с тем анализ показал наличие конструктивных решений, не соответствующих современным представлениям о рациональности распределения материалов в пролетном строении:

- разделение на пролеты консольно-балочной конструкции произведено нерационально. Длина консолей составляет 13,5 м, что соответствует лишь 10 % от длины пролета 109 м, что уменьшает соотношение экстремальных изгибающих моментов над опорой и в пролете;
- главные балки запроектированы с учетом условий монтажа конструкции методом подвесной сборки, что привело к повышению материалоемкости и нерациональному использованию материалов в сечении при эксплуатации.

С учётом вышеизложенного результаты проведённого исследования могут быть использованы в качестве исходной базы для последующих исследований по совершенствованию конструкции с позиций рациональности распределения материалов в сечении и технологичности монтажа. Работа по совершенствованию конструкции пролетных строений ведется и изложена в материалах [35–38].

Библиографический список

1. Стрелецкий Н. Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. М.: Транспорт, 1981. 360 с.
2. Гибшман Е. Е. Металлические мосты на автомобильных дорогах. М.: Автотрансиздат, 1954. 340 с.
3. Толмачев К. Х. Регулирование напряжений в металлических пролетных строениях мостов. М.: Автотрансиздат, 1960. 117 с.
4. Козак Н. В. Экспериментальное исследование режима работы гибких штыревых упоров сталежелезобетонного пролетного строения существующего автодорожного моста // Транспортные сооружения. 2022. Т. 9, № 1. DOI: 10.15862/07SATS122.
5. Kozak N. V. Operating regime investigational study of steel-reinforced concrete superstructure flexible pin stops of the existing road bridge // Russian Journal of Transport Engineering. 2022. Vol. 9, № 1. URL: <https://t-s.today/PDF/07SATS122.pdf> (дата обращения: 24.12.2021). – DOI: 10.15862/07SATS122.

6. Козак Н. В. Комплексный анализ существующих методик проверки выносливости гибких штыревых упоров сталежелезобетонных автодорожных мостов по нормативам ряда стран // Транспортные сооружения. 2021. Т. 8, № 2. С. 10SATS221. URL: <https://t-s.today/10SATS221.html> (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.15862/10SATS221.
7. Козлов А. В. Расчет сталежелезобетонных мостов с учетом сдвига плиты по верхнему поясу балки // Строительная механика и конструкции. 2018. № 4. С. 64–71. URL: [item.asp?id=36545559](https://www.scribd.com/document/36545559) (дата обращения: 24.12.2021).
8. Веселов В. В. Применение сталежелезобетонных конструкций в мостовых сооружениях // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2023. Т. 20, № 3. С. 633–644. DOI: 10.20295/1815-588X-2023-3-633-644.
9. Мирсаяпов И. Т., Валиев А. Т. Исследование напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок нового типа железнодорожных мостов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. № 1 (63). С. 31–42. DOI: 10.52409/20731523_2023_1_31.
10. Бабалич В. С., Андросов Е. Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. 2017. Т. 4, № 4. С. 205–208.
11. Панова А. С., Сергеев Е. И. Особенности расчета сталежелезобетонных конструкций // Научный взгляд в будущее. 2019. Т. 1, № 14. С. 72–75. DOI: 10.30888/2415-7538.2019-14-01-005.
12. Голованов В. А., Иванов Г. П. Анализ конструктивных решений малых мостов, выполненных из сталежелезобетона // Студенческий. 2019. № 25–1 (69). С. 13–16.
13. Ngoc-Long T., Van-Phuc Ph., Morozov V. Investigating the corrosion initiation process in reinforced concrete structures under the impact of climate change // Architecture and Engineering. 2021. Vol. 6, No. 2. Pp. 37–44. DOI: 10.23968/2500-0055-2021-6-2-37-44.
14. Pavlov A., Khegay A., Khegay T. Analysis of bending steel fiber reinforced concrete elements with a stress-strain model // Architecture and Engineering. 2020. Vol. 5, No. 3. Pp. 14–21. DOI: 10.23968/2500-0055-2020-5-3-14-21.
15. Johnson R. P. Resistance of stud shear connectors to fatigue // Journal of Constructional Steel Research. 2000. Vol. 56, № 2. Pp. 101–116. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0143974X99000826> (дата обращения: 10.12.2021). DOI: 10.1016/S0143-974X(99)00082-6.
16. Hassanin A. I., Shabaan H. F., Elsheikh A. I. The Effects of Shear Stud Distribution on the Fatigue Behavior of Steel-Concrete Composite Beams // Arabian Journal for Science and Engineering. 2020. Vol. 45, № 10. Pp. 8403–8426. URL: <https://link.springer.com/article/> (дата обращения: 10.12.2021). DOI: 10.1007/s13369-020-04702-4.
17. Henderson I. E. J., Zhu X. Q., Uy B., Mirza O. Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study // Engineering Structures. 2015. Vol. 130, № 15. Pp. 298–307. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029615005404> (дата обращения: 10.12.2021). DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.08.035.
18. Xu C., Sugiura K., Su Q. Fatigue Behavior of the Group Stud Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Bridges // Journal of Bridge Engineering. 2018. Vol. 23, № 8. Pp. 04018055. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001261](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261) (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261.
19. Xue W., Ding M., Wang H., Luo Z. Static Behavior and Theoretical Model of Stud Shear Connectors // Journal of Bridge Engineering. 2008. Vol. 13, № 6. Pp. 623–634. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13:6\(623\)](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(623)) (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13.
20. Wang B., Huang Q., Liu X. Comparison of Static and Fatigue Behaviors between Stud and Perfobond Shear Connectors // KSCE Journal of Civil Engineering. 2019. Vol. 23, № 1. Pp. 217–

227. URL: <https://link.springer.com/article/> (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.1007/s12205-018-1303-0.

21. Iles D. C. Design Guide of Ladder Deck Bridges, SCI P339. Ascot, United Kingdom: The Steel Construction Institute, 2006.

22. Steven L. S., Rajan S. Steel bridges with double composite action // *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*. 2000. Vol. 1696, № 1. Pp. 299–309.

23. Du G., Pettersson L., Karoumi R. Steel soil composite bridge: an alternative design solution for short-span bridge towards sustainability // *Archives of Institute of Civil Engineering*. 2017. Vol. 23. Pp. 45–52.

24. Subramanian N. Transportation Infrastructure Needs and Developments // *New Building Materials & Construction World (NBM & CW)*. 2011. Vol. 17, № 3. Pp. 106–124.

25. Hechler O., Berthelley J., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E. Continuous Shear Connectors in Bridge Construction // *The 2008 Composite Construction in Steel and Concrete Conference VI*. Tabernash, CO: American Society of Civil Engineers, 2008. 13 p.

26. Steel-Concrete Bridges – Sustainable Design Guide / Daniel de Matteis (Setra), working group leader, 2010.

27. Reese G. A. Innovative Applications of Precast Concrete to Complex Bridge Projects in Colorado // *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*. 2010. Vol. 2200, № 1. DOI: 10.3141/2200-18.

28. Белокопытов А. С., Уткин В. А., Матвеев С. А., Чучалина В. П. Ремонт мостов города Омска. «Ленинградский мост» // *Архитектурно-строительный и дорожно-транспортный комплексы: проблемы, перспективы, инновации: сб. материалов VIII Междунар. науч.-практ. конф.* Омск: СибАДИ, 2022. С. 411–416.

29. Сафронов, В. С. Разработка и апробация методики оценки динамических качеств автодорожного моста / В. С. Сафронов, А. В. Антипов // *Строительная механика и конструкции*. 2021. № 4(31). С. 40–55. DOI: 10.36622/VSTU.2021.31.4.004. EDN: WDZOXI.

30. Сафронов, В. С. Апробация эффективной методики динамического расчета сталежелезобетонного пролетного строения моста / В. С. Сафронов, А. В. Антипов // *Транспортные сооружения*. 2020. Т. 7, № 2. С. 6. DOI: 10.15862/08SATS220. EDN: RABNGR.

31. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с изм. № 1, 2, 3). Введ. 2011-05-20. М.: Минрегион России, 2011. 340 с.

32. Барченков А. Г. Динамический расчет автодорожных мостов. М.: Транспорт, 1976. 199 с.

33. ОДМ 218.4.027-2016. Рекомендации по определению грузоподъемности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Металлические и сталежелезобетонные конструкции. Введ. 2016-11-09. М.: РОСАВТОДОР, 2016. 127 с.

34. Протасов К. Г., Теплицкий А. В., Крамарев С. Я., Никитин М. К. Металлические мосты. М.: Транспорт, 1973. 352 с.

35. Уткин В. А. Регулирование положения нейтральной оси при проектировании сечений сталежелезобетонных пролетных строений // *Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии*. 2011. № 4 (22). С. 39–42.

36. Уткин В. А. Сталежелезобетонное пролетное строение: пат. № 1823891 АЗ СССР: кл. E01D 7/02. № 4917283/33; заявл. 07.03.1991; опубл. 23.06.1993.

37. Уткин В. А. Сталежелезобетонное пролетное строение: пат. № 2040629 С1 Рос. Федерация: МПК E01D 12/00, E01D 101/26, E01D 101/30. № 5035073/33; заявл. 31.03.1992; опубл. 25.07.1995.

38. Белокопытов А. С., Уткин В. А., Матвеев С. А. Методика расчета сталежелезобетонного пролетного строения моста с разделением материала по нейтральной оси // *Вестник Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета*. 2024. Т. 21, № 3(97). С. 436–451. DOI: 10.26518/2071-7296-2024-21-3-436-451.

References

1. Streletsky N. N. Steel-concrete composite bridge spans. Moscow: Transport, 1981. 360 p.
2. Gibshman E. E. Metal bridges on highways. Moscow: Avtotransizdat, 1954. 340 p.
3. Tolmachev K. Kh. Stress regulation in metal bridge spans. Moscow: Avtotransizdat, 1960. 117 p.
4. Kozak N. V. Experimental study of the operating regime of flexible stud connectors of a steel-concrete composite bridge span of an existing highway bridge // *Transport Facilities*. 2022. Vol. 9. No. 1. DOI: 10.15862/07SATS122.
5. Kozak N. V. Operating regime investigational study of steel-reinforced concrete superstructure flexible pin stops of the existing road bridge // *Russian Journal of Transport Engineering*. 2022. Vol. 9. No. 1. URL: <https://t-s.today/PDF/07SATS122.pdf> (accessed: 24.12.2021). DOI: 10.15862/07SATS122.
6. Kozak N. V. Comprehensive analysis of existing methods for verifying the fatigue of flexible stud connectors of steel-concrete composite highway bridges according to standards of several countries // *Transport Facilities*. 2021. Vol. 8. No. 2. 10SATS221. URL: <https://t-s.today/10SATS221.html> (accessed: 24.12.2021). DOI: 10.15862/10SATS221.
7. Kozlov A. V. Calculation of steel-concrete composite bridges considering slab slip along the upper flange of the girder // *Structural Mechanics and Constructions*. 2018. No. 4. Pp. 64–71. URL: item.asp?id=36545559 (accessed: 24.12.2021).
8. Veselov V. V. Application of steel-concrete composite structures in bridge construction // *Proceedings of the Petersburg State Transport University*. 2023. Vol. 20. No. 3. Pp. 633–644. DOI: 10.20295/1815-588X-2023-3-633-644.
9. Mirsayapov I. T., Valiev A. T. Stress-strain state investigation of new-type steel-concrete composite beams of railway bridges // *Proceedings of Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2023. No. 1 (63). Pp. 31–42. DOI: 10.52409/20731523_2023_1_31.
10. Babalich V. S., Androsov E. N. Steel-concrete composite structures and prospects for their use in Russian construction practice // *Advances of Modern Science*. 2017. Vol. 4. No. 4. Pp. 205–208.
11. Panova A. S., Sergeev E. I. Features of calculation of steel-concrete composite structures // *Scientific View into the Future*. 2019. Vol. 1. No. 14. Pp. 72–75. DOI: 10.30888/2415-7538.2019-14-01-005.
12. Golovanov V. A., Ivanov G. P. Analysis of design solutions for small bridges made of steel-concrete composite // *Student*. 2019. No. 25–1(69). Pp. 13–16.
13. Ngoc-Long T., Van-Phuc Ph., Morozov V. Investigating the corrosion initiation process in reinforced concrete structures under the impact of climate change // *Architecture and Engineering*. 2021. Vol. 6. No. 2. Pp. 37–44. DOI: 10.23968/2500-0055-2021-6-2-37-44.
14. Pavlov A., Khegay A., Khegay T. Analysis of bending steel fiber reinforced concrete elements with a stress-strain model // *Architecture and Engineering*. 2020. Vol. 5. No. 3. Pp. 14–21. DOI: 10.23968/2500-0055-2020-5-3-14-21.
15. Johnson R. P. Resistance of stud shear connectors to fatigue // *Journal of Constructional Steel Research*. 2000. Vol. 56. No. 2. Pp. 101–116. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0143974X99000826> (accessed: 10.12.2021). DOI: 10.1016/S0143-974X(99)00082-6.
16. Hassanin A. I., Shabaan H. F., Elsheikh A. I. The effects of shear stud distribution on the fatigue behavior of steel-concrete composite beams // *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2020. Vol. 45. No. 10. Pp. 8403–8426. URL: <https://link.springer.com/article/> (accessed: 10.12.2021). DOI: 10.1007/s13369-020-04702-4.
17. Henderson I. E. J., Zhu X. Q., Uy B., Mirza O. Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study // *Engineering*

Structures. 2015. Vol. 130. No. 15. Pp. 298–307. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029615005404> (accessed: 10.12.2021). DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.08.035.

18. Xu C., Sugiura K., Su Q. Fatigue behavior of the group stud shear connectors in steel-concrete composite bridges // *Journal of Bridge Engineering*. 2018. Vol. 23. No. 8. Pp. 04018055. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001261](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261) (accessed: 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261.

19. Xue W., Ding M., Wang H., Luo Z. Static behavior and theoretical model of stud shear connectors // *Journal of Bridge Engineering*. 2008. Vol. 13. No. 6. Pp. 623–634. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13:6\(623\)](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(623)) (accessed: 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13.

20. Wang B., Huang Q., Liu X. Comparison of static and fatigue behaviors between stud and perfobond shear connectors // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 23. No. 1. Pp. 217–227. URL: <https://link.springer.com/article/> (accessed: 24.12.2021). DOI: 10.1007/s12205-018-1303-0.

21. Iles D. C. Design guide of ladder deck bridges. SCI P339. Ascot, United Kingdom: The Steel Construction Institute, 2006.

22. Steven L. S., Rajan S. Steel bridges with double composite action // *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. 2000. Vol. 1696. No. 1. Pp. 299–309.

23. Du G., Pettersson L., Karoumi R. Steel-soil composite bridge: an alternative design solution for short-span bridge towards sustainability // *Archives of Institute of Civil Engineering*. 2017. Vol. 23. Pp. 45–52.

24. Subramanian N. Transportation infrastructure needs and developments // *New Building Materials & Construction World (NBM & CW)*. 2011. Vol. 17. No. 3. Pp. 106–124.

25. Hechler O., Berthelley J., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E. Continuous shear connectors in bridge construction // *Composite Construction in Steel and Concrete Conference VI*. Tabernash CO: ASCE, 2008. 13 p.

26. Steel-Concrete Bridges. Sustainable Design Guide. Daniel de Matteis (Setra) working group leader. 2010.

27. Reese G. A. Innovative applications of precast concrete to complex bridge projects in Colorado // *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. 2010. Vol. 2200. No. 1. DOI: 10.3141/2200-18.

28. Belokopytov A. S., Utkin V. A., Matveev S. A., Chuchalina V. P. Repair of bridges in Omsk city. “Leningradsky Bridge” // *Architectural, Construction and Road Transport Complexes: Problems, Prospects, Innovations: Proc. 8th Int. Sci.-Pract. Conf. Omsk: SibADI, 2022*. Pp. 411–416.

29. Safronov V. S., Antipov A. V. Development and approbation of a method for assessing the dynamic qualities of a highway bridge // *Structural Mechanics and Constructions*. 2021. No. 4(31). Pp. 40–55. DOI: 10.36622/VSTU.2021.31.4.004. EDN WDZOXI.

30. Safronov V. S., Antipov A. V. Approbation of an effective method for dynamic analysis of a steel–concrete composite bridge span // *Transport Facilities*. 2020. Vol. 7. No. 2. P. 6. DOI: 10.15862/08SATS220. EDN RABNGR.

31. Set of Rules 35.13330.2011 Bridges and culverts. Updated edition of SNiP 2.05.03-84* (with Amendments No. 1, 2, 3). from 20.05.2011. Moscow: Ministry of Regional Development of Russia, 2011. 340 p.

32. Barchenkov A. G. Dynamic analysis of highway bridges. Moscow: Transport, 1976. 199 p.

33. ODM 218.4.027-2016. Recommendations for determining the load-carrying capacity of existing bridge structures on public highways. Metal and steel-concrete composite structures. From 09.11.2016. Moscow: Rosavtodor, 2016. 127 p.

34. Protasov K. G., Teplitsky A. V., Kramarev S. Ya., Nikitin M. K. Metal bridges. Moscow: Transport, 1973. 352 p.

35. Utkin V. A. Regulation of the neutral axis position in the design of sections of steel-concrete composite bridge spans // Bulletin of Siberian State Automobile and Highway Academy. 2011. No. 4 (22). Pp. 39–42.
36. Utkin V. A. Steel-concrete composite bridge span: Pat. No. 1823891 A3 USSR: Cl. E01D 7/02. No. 4917283/33. Appl. 07.03.1991. Publ. 23.06.1993.
37. Utkin V. A. Steel-concrete composite bridge span: Pat. No. 2040629 C1 Russian Federation: IPC E01D 12/00. E01D 101/26. E01D 101/30. No. 5035073/33. Appl. 31.03.1992. Publ. 25.07.1995.
38. Belokopytov A. S., Utkin V. A., Matveev S. A. Methodology for calculating a steel-concrete composite bridge span with material separation along the neutral axis // Bulletin of Siberian State Automobile and Highway University. 2024. Vol. 21. No. 3 (97). Pp. 436–451. DOI: 10.26518/2071-7296-2024-21-3-436-451.

EXPERIMENTAL STUDY OF A STEEL-CONCRETE CANTILEVER-BEAM BRIDGE SPAN

A. S. Belokopytov ¹, V. A. Utkin ^{2, 3}, S. A. Matveev ³

Siberian State Automobile and Highway University ^{1, 2, 3}
Omsk, Russia

¹ PhD Student, Assistant Professor of the Department of Bridges and Tunnels, tel.: +7(951)424-78-03, e-mail: a.sbel@yandex.ru

² Dr of Technical Sciences, Professor of the Department of Bridges and Tunnels, tel.: +7(913)674-51-94, e-mail: prof.utkin@mail.ru

³ Dr of Technical Sciences, Professor of the Department of Bridges and Tunnels, tel.: +7(913)613-67-99, e-mail: dfsibadi@mail.ru

Statement of the problem. The paper presents the research results of cantilever-beam spans in a steel-reinforced concrete bridge.

Results. Based on calculation results, static and dynamic tests, it was established that the steel-reinforced concrete cantilever-beam spans maintain operational capacity, comply with regulatory requirements for bridge structures under repair, and ensure safe passage of temporary loads of classes A11 and H11.

Conclusions. The structural solutions adopted in the design of the spans do not correspond to modern concepts of rational material distribution in cross-sections. This finding serves as a basis for further research on structural improvement.

Key words: static testing, dynamic testing, bridge, steel-reinforced concrete span, load-bearing capacity, main girders, deck slab.

ИССЛЕДОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСОЛЬНО-БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

А. С. Белокопытов¹, В. А. Уткин², С. А. Матвеев³

Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет^{1, 2, 3}
Россия, Омск

¹ Ст. преп., аспирант кафедры мостов и тоннелей, тел.: +7(951)424-78-03, e-mail: a.sbel@yandex.ru

² Д-р техн. наук, проф. кафедры мостов и тоннелей, тел.: +7(913)674-51-94, e-mail: prof.utkin@mail.ru

³ Д-р техн. наук, проф. кафедры мостов и тоннелей, тел.: +7(913)613-67-99, e-mail: dfsibadi@mail.ru

Постановка задачи. В отечественном мостостроении наблюдается отказ от сталежелезобетонных пролетных строений в пользу стальных с ортотропной плитой проезжей части из-за высокой технологичности производства и монтажа последних. На основе результатов исследования и испытания существующего сталежелезобетонного моста предлагается усовершенствование сталежелезобетонных пролетных строений, позволяющих установить эффективность и рациональность их применения.

Результаты. Обследование и испытание существующего консольно-балочного пролетного строения моста указывает на жизнеспособность и актуальность применения этих систем. Предложено распределение материалов в сечении по зонам напряжений относительно нейтральной оси, что позволяет рационально использовать прочностные характеристики последних. Составленное из сталежелезобетонных блоков заводского изготовления пролетное строение обеспечивает одностадийное включение в работу стальной и железобетонной частей.

Рассмотрена трансформация расчетной схемы неразрезного сталежелезобетонного пролетного строения в консольно-балочную систему путем рационального размещения шарнирного опирания в зоне нулевых моментов. Аналитически выполнен подбор параметров поперечных сечений, а также проведен численный эксперимент с применением метода конечных элементов. В результате усовершенствования конструкции получено изменение материалоемкости относительно моста аналога: –39 % по стали и +15 % по железобетону, в конечном итоге получен положительный эффект.

Выводы. Предложенное совершенствование конструкции сталежелезобетонного пролетного строения позволяет рационально распределить материалы в сечениях в соответствии с их прочностными характеристиками, обеспечить одностадийную работу пролетного строения, отказаться от регулирования усилий и избежать мокрых процессов, уменьшить время монтажа пролетного строения и металлоемкость при производстве.

Ключевые слова: расчетная схема, мост, сталь, железобетон, сталежелезобетон, пролетное строение, главные балки, плита проезжей части, нейтральная ось.

Введение. Опыт эксплуатации пролетных строений со сборной железобетонной плитой проезжей части оказался негативным [1]. В настоящее время применяется монолитная плита проезжей части, а существующие пролетные строения со сборной плитой проезжей части активно подвергаются реконструкции. В зарубежной практике предпочтение отдается монолитной плите проезжей части.

Отечественный и зарубежный опыт применения сталежелезобетонных мостов обобщен в работе Н. Н. Стрелецкого [2]. Это стало основой современных нормативных документов по расчету и проектированию сталежелезобетонных пролетных строений мостов. Дальнейшие исследования в области сталежелезобетонных мостов проводились в развитие конструктивных и эксплуатационных показателей. Отечественные и зарубежные работы приведены в [3–15] и в [16–28] соответственно.

Идея применения сталежелезобетонных пролетных строений заключается в использовании работы бетона в сжатой зоне сечения. Для вовлечения в работу железобетона плиты

проезжей части в зонах отрицательных моментов применяют различные известные методы регулирования усилий, описанные в работах Е. Е. Гибшмана [29], К. Х. Толмачев [30] и др. В результате регулирования плита не всегда может быть полностью включена в работу сечения. Применение методов регулирования требует дополнительных технологических затрат, сопоставимых с перерасходом материалов в растянутой зоне плиты. В настоящее время методы регулирования усилий практически не применяются.

В данной работе представлен результат совершенствования конструкции сталежелезобетонного консольно-балочного пролетного строения на примере существующего Ленинградского моста через р. Иртыш в городе Омске, для последующего применения конструкции при строительстве новых мостов.

Краткое описание конструкции и результаты экспериментального исследования Ленинградского моста. Ленинградский мост через р. Иртыш построен в 1959 году по проекту института «Лентрансмостпроект». Мост общей длиной 682,0 м имеет восемь пролетов. Пролетные строения с ездой поверху включают сталежелезобетонные ПС1–ПС7 и монолитное железобетонное пролетное строение ПС8. Схема моста с обозначением пролетов приведена на рис. 1.

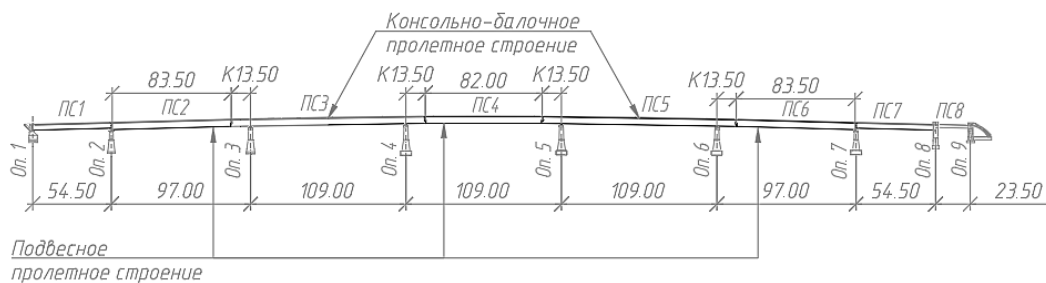


Рис. 1. Схема моста (нумерация опор с левого берега)

Пролетные строения ПС2–ПС6 выполнены по консольно-балочной схеме с пролетами длиной до 109,0 м и консолями 13,5 м. В поперечном сечении шесть главных балок высотой 4,6 м, объединенных посредством гибких упоров с монолитной железобетонной плитой толщиной 0,18 м. Поперечное сечение представлено на рис. 2.

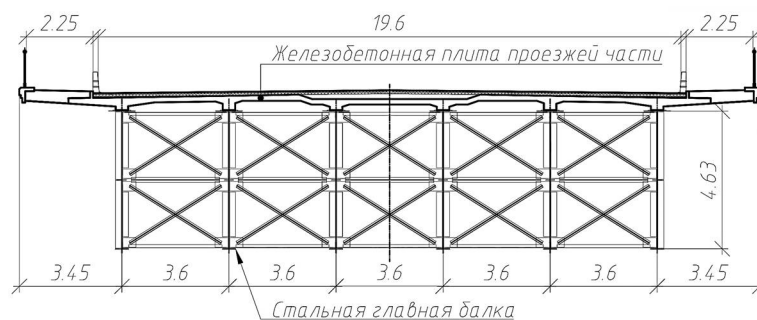


Рис. 2. Поперечное сечение консольно-балочного пролетного строения

Материал главных балок консольно-балочного пролетного строения – сталь НЛ-2, класс прочности бетона плиты проезжей части соответствует В25. Расход стали главных балок – 10,04 т/м, расход железобетона – 5,68 м³/м. Монтаж сталежелезобетонных пролетных строений выполнялся с применением временных промежуточных опор и технологии регулирования усилий.

В 2024 г. произведено обследование и испытание консольно-балочных пролетных строений моста после капитального ремонта, подробные результаты исследования представлены в

[31, 32]. По результатам исследования установлено, что сталежелезобетонные консольно-балочные пролетные строения сохраняют работоспособность, соответствуют нормативным требованиям и обеспечивают безопасный пропуск временных нагрузок A11 и H11.

В конструктивном плане можно отметить следующие положительные моменты:

- наличие шести главных балок в поперечном сечении обеспечивает высокую конструктивную жесткость и надежность пролетного строения;
- сопряжение монолитной железобетонной плиты проезжей части со стальными балками через гибкие упоры сохранено и является надежным, что подтверждается результатами исследования.

Вместе с тем анализ показал наличие конструктивных решений, не соответствующих современным представлениям о рациональности распределения материалов в пролетном строении:

- разделение на пролеты консольно-балочной конструкции произведено нерационально. Длина консолей составляет 13,5 м, что соответствует лишь 10 % от длины пролета 109 м, что уменьшает соотношение экстремальных изгибающих моментов над опорой и в пролете;
- главные балки запроектированы с учетом условий монтажа конструкции методом подвесной сборки, что привело к повышению материалоемкости и нерациональному использованию материалов в сечении при эксплуатации.

Совершенствование конструкции с точки зрения рационального распределения материалов в сечении, монтажа и расчетной схемы. Известен способ монтажа сталежелезобетонного пролетного строения, включающий надвижку металлической части пролетного строения и бетонирование на смонтированной части монолитной плиты проезжей части, описанный в работе Н. Н. Стрелецкого [2]. Данный способ определяет двухстадийную работу конструкции и приводит к излишней материалоемкости стальной части.

Для эффективного включения в работу железобетонной части применяют методы регулирования усилий, для чего требуются дополнительные технологические затраты. В связи с этим регулирование усилий практически не применяется.

С момента появления метода продольной надвижки возник вопрос реализации надвижки объединенного сталежелезобетонного пролетного строения, эффективного включения железобетона в работу и организации одностадийной работы конструкции. В решении этого вопроса лежат труды изобретателей В. С. Данкова [33, 34], В. Т. Илюшенко [35, 36], Р. П. Назаровой [37], И. А. Найвальт [38], В. А. Уткина [39]. Все эти решения направлены на снижение материалоемкости пролетного строения, но требуют дополнительных вспомогательных сооружений и трудозатрат.

В настоящее время предпочтение отдается методу продольной надвижки, в котором отказ от вспомогательных сооружений и временных опор произошел за счет увеличения металлоемкости пролетного строения, что в итоге привело к отказу от сталежелезобетонных пролетных строений в пользу цельнометаллических.

Эффективность сталежелезобетонных пролетных строений доказана практикой применения однопролетных систем до 63 м. Применение неразрезных пролетных строений со сборной плитой дало отрицательный результат, но опыт эксплуатации Ленинградского моста подтверждает возможность конструкций пролетами 109 м с монолитной плитой проезжей части.

Вместе с тем известен успешный опыт применения консольных и консольно-балочных предварительно напряженных железобетонных пролетных строений [40], главное преимущество которых – возможность сооружения пролетного строения навесным способом без устройства промежуточных временных опор в судоходных пролетах на больших и глубоких реках или при значительной высоте моста. На строительстве отдельных сборных мостов оказалась целесообразной перевозка крупноблочных конструкций на плаву. Так построены, например, мосты через р. Каму в Перми (центральный пролет — 127 м), Волжский мост в Костроме (центральный пролет — 148 м) и др.

Наиболее близкой по своей сути конструкцией к рассмотренным решениям является изобретение «Сталежелезобетонное пролетное строение» [41] для консольных, рамноконсольных и неразрезных систем, в котором стальные балки объединены с железобетонной плитой, имеющей продольные ребра и поперечные ребра. Линия сопряжения плиты со стальными балками совмещена с центрами тяжести поперечных сечений пролетного строения. Конструкция выполнена по длине из отдельных блоков, соединенных между собой с использованием сухих и клеевых швов в зоне железобетонных плит и высокопрочных болтов в зоне стальных балок. Основное отличие конструкции в том, что в надпорных участках с отрицательными изгибающими моментами пролетное строение снабжено стальной ортотропной плитой в качестве верхнего пояса, а замыкающая контур главных балок в коробку железобетонная плита с продольным ребром выступает в качестве нижнего пояса. Поперечное сечение блоков в зоне отрицательных моментов переменной высоты (за счет изменения высоты стенки главной балки и продольного ребра плиты). Высота блока уменьшается от промежуточных опор вслед за уменьшением изгибающих моментов. В зоне положительного изгибающего момента сечения пролетного строения имеют постоянную высоту, с изменяющимся соотношением высот стальной и железобетонной части.

Задачей данного исследования является совершенствование сталежелезобетонного пролетного строения на основе применения отмеченной выше конструкции.

При исследовании консольно-балочного пролетного строения Ленинградского моста установлено, что разделение на пролеты конструкции произведено нерационально. Рациональное соотношение пролетов может быть реализовано преобразованием аналогичной неразрезной системы в консольно-балочную путем размещения шарнира в зоне нулевых моментов.

На рис. 3 приведены эпюры изгибающих моментов от действия нормативной постоянной нагрузки собственного веса конструкции и нормативной временной нагрузки класса А14 пролетного строения Ленинградского моста с центральным пролетом 109 м: а) для действующей консольно-балочной системы (рис. 3а); б) для системы, преобразованной в неразрезную (рис. 3б); в) для системы «с рациональным» размещением пролетов консольно-балочной схемы (рис. 3в).

Геометрические параметры исходной конструкции приняты в соответствии с проектом, где соотношение экстремальных моментов составляет 0,68. Для неразрезной системы (рис. 3б) соотношение равно 0,79, причем середина зоны нулевых моментов расположена на расстоянии около 22 м от промежуточных опор. В рассматриваемой конструкции принята длина консоли 22 м (рис. 3в), что составляет 20 % от длины пролета при рекомендуемом отношении длины консоли к величине пролета от 15 до 40 % согласно [42], тогда соотношение моментов достигает 0,74.

Вместе с тем материалы в сечениях размещены по зонам напряжения (рис. 4). В зоне положительных изгибающих моментов используется железобетонная плита проезжей части с переменным по высоте ребром, уложенная на стальные главные балки. В зоне отрицательных моментов – стальная ортотропная плита проезжей части, выполняющая роль верхнего пояса, в то время как нижний пояс железобетонный с переменным ребром. Таким образом, распределение материалов в поперечных сечениях пролетного строения организовано согласно рассмотренному выше изобретению в соответствии с их физико-механическими характеристиками: железобетон в сжатой зоне, а сталь в растянутой зоне. Данное решение обеспечивает полное использование прочности материалов.

Реализация усовершенствованной конструкции возможна при использовании методов навесной сборки. Для этого пролетное строение составляется из сталежелезобетонных блоков заводского изготовления. Железобетонные части блоков бетонируются «в отпечаток». Монтаж пролетного строения производится поблочно либо укрупненными секциями. Стыковка стальной части осуществляется на высокопрочных болтах и накладках. Железобетонная часть плотно обжимается самой конструкцией и может объединяться посредством сухих или клеевых швов.

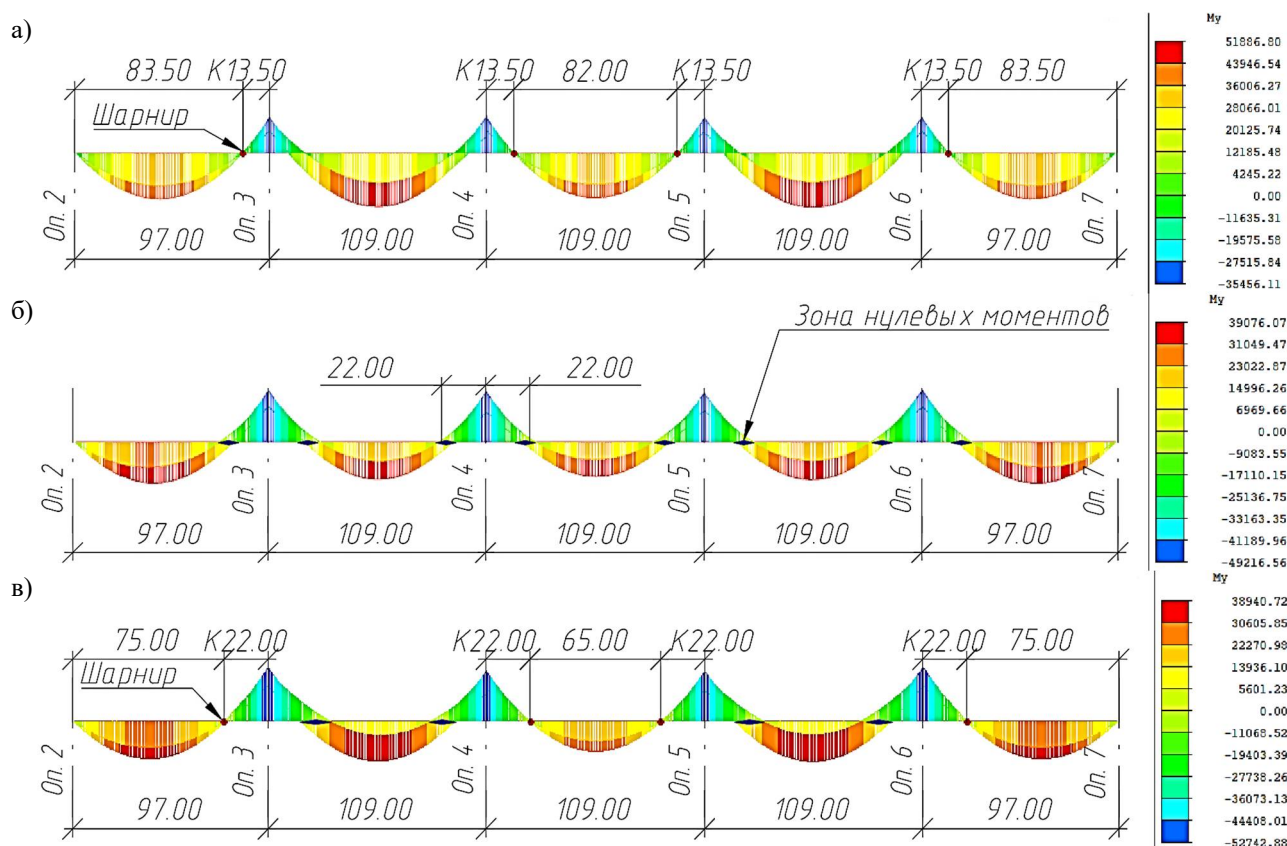


Рис. 3. Совершенствование расчетной схемы (значения моментов в кН·м):

а) эпюра моментов консольно-балочных пролетных строений Ленинградского моста;

б) эпюра моментов неразрезного пролетного строения;

в) эпюра моментов консольно-балочного пролетного строения «с рациональным» распределением пролетов

В результате проведенных совершенствований получено консольно-балочное сталежелезобетонное пролетное строение, главным отличием которого является рациональное распределение материалов по зонам напряжения, одностадийное включение в работу всего сталежелезобетонного сечения и увеличенная область применения.

Методика подбора параметров сечений усовершенствованного пролетного строения. Методика и результаты подбора параметров сечений опубликованы в [43].

Для подбора параметров сечений приняты следующие условия:

1. Сечения работают в упругой стадии, согласно гипотезе плоских сечений, закон распределения напряжений прямолинейный. Параметры сечений зависят от прочностных свойств материалов, таких как расчетное сопротивление растяжению стали – R_{us} и расчетное сопротивление сжатию железобетона – R_{ub} . Схемы поперечных сечений приведены на рис. 4.

2. Условие равновесия сечения при отсутствии продольных сил:

$$\int_{F_b} \sigma_b dF = \int_{F_s} \sigma_s dF, \quad (1)$$

где σ_b – напряжение в железобетонной части; σ_s – напряжение в стальной части;

Формула (1) может быть упрощена до равенства статических моментов инерции относительно нейтральной оси сечения:

$$S_b = n_b S_s, \quad (2)$$

где S_b – статический момент инерции железобетонной части; S_s – статический момент инерции стальной части; $n_b = \frac{E_s}{E_b}$ – коэффициент приведения стали к бетону; E_s и E_b – модуль упругости стали и железобетона соответственно.

3. Условие прочности стального сечения:

$$\sigma_s = M(x) \frac{y_s}{I_{st}} \leq R_{us}, \quad (3)$$

где $M(x)$ – изгибающий момент в сечении; y_s – высота стальной части; I_{st} – момент инерции сталежелезобетонного сечения; σ_s – напряжение в крайней фибре стальной части, равное расчетному сопротивлению стали на растяжение.

Итоговые геометрически параметры определяются путем решения системы уравнений:

$$\begin{cases} S_b = n_b S_s, \\ \frac{y_s}{I_{st}} = \frac{M(x)}{R_{us}}. \end{cases} \quad (4)$$

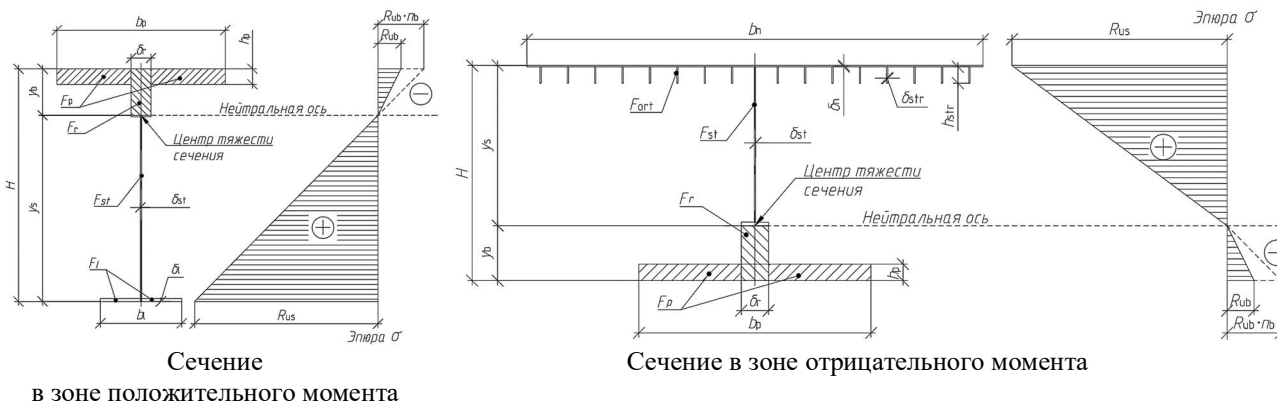


Рис. 4. Расчетные схемы поперечных сечений

Подбор параметров сечений пролетного строения. По результатам совершенствования пролетных строений Ленинградского моста составлена конструктивно-расчетная схема пролетного строения на рис. 5 с таким же количеством несущих элементов и габаритом проезжей части. Прочность стали $R_{us} = 275$ МПа. Класс прочности бетона В30 $R_b = 16,7$ МПа. Подбор параметров произведен при воздействии постоянных и временных нагрузок А14 и Н14 согласно [44]. Результаты подбора параметров сечений приведены на рис. 6.

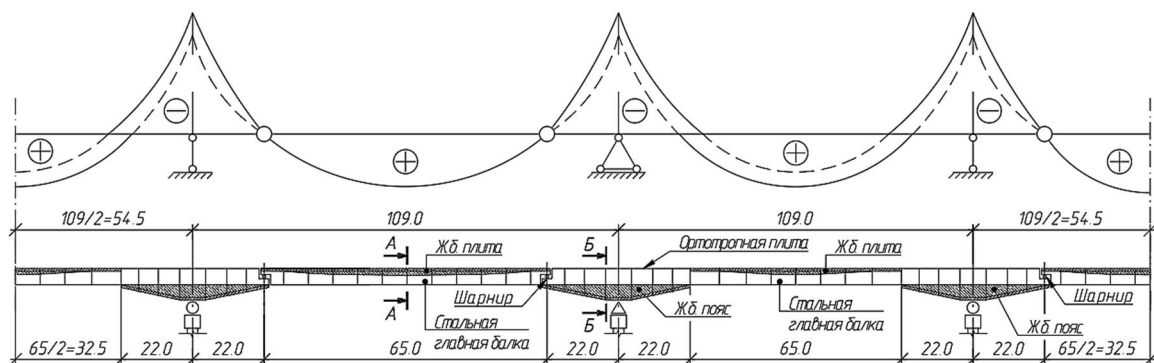


Рис. 5. Расчетная схема консольно-балочного пролетного строения

По результатам подбора параметров установлено, что удельный расход стали в усовершенствованной конструкции составляет 6,12 т/м, железобетона – 6,54 м³/м. Для сравнения: у пролетного строения Ленинградского моста расход стали главных балок – 10,04 т/м, а железобетона – 5,68 м³/м. Таким образом, усовершенствованная конструкция позволяет снизить расход стали на 39 % при одновременном увеличении объема железобетона на 15 %.

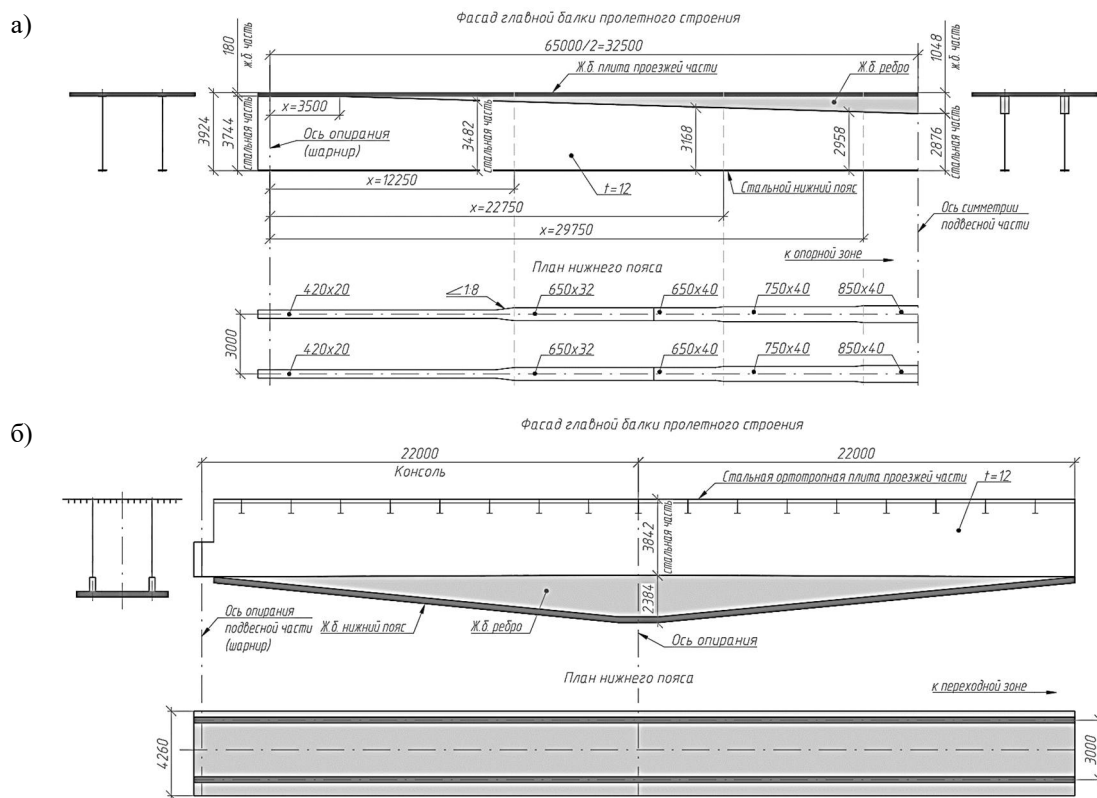


Рис. 6. Параметры пролетного строения по результатам расчета (размеры указаны в миллиметрах):

- а) параметры сечений зоны положительных изгибающих моментов;
- б) параметры сечений зоны отрицательных изгибающих моментов

Численный эксперимент методом конечных элементов. Для подтверждения характера работы поперечных сечений пролетного строения выполнен численный эксперимент с использованием метода конечных элементов. В программном комплексе «Midas Civil» построена пространственная модель пролетной системы, учитывающая реальную геометрию конструкции (рис. 5, 6) и свойства материалов.

Металлические главные балки в модели представлены в виде тонкостенных пластинчатых конечных элементов, обладающих 12 степенями свободы. Железобетонные части конструкции представлены пространственными конечными элементами с 24 степенями свободы. Связи и вспомогательные элементы заданы стержневыми конечными элементами с 6 степенями свободы. Общее количество конечных элементов в расчетной модели составляет 83 140 шт. Общий вид модели представлен на рис. 7.

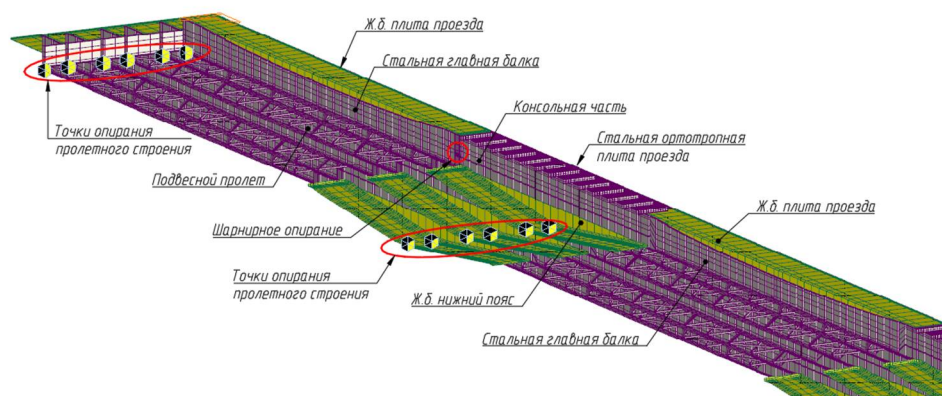


Рис. 7. Общий вид расчетной модели

Полученная модель позволяет проследить характер распределения нормальных напряжений в стальной и железобетонной частях конструкции (рис. 8).

На рис. 8а представлено распределение нормальных напряжений в стальной части. Четко прослеживается смещение линии нулевых напряжений по длине конструкции, соответствующее изменению эпюры изгибающего момента. Концентратор в зоне шарнирного опирания образуется из-за преобразования характера работы конструкции от общей к местной, работа данного узла зависит от многих внешних факторов, таких как размер опорной части, прокладных листов, домкратных балок, и должна рассматриваться отдельно при дальнейшем детальном исследовании конструкции.

Геометрия консольной части определялась конструктивной необходимостью, поэтому линия нулевых напряжений на протяжении 10 м от основания консоли находится между стальной и железобетонной частями, а затем ее движение соответствует эпюре моментов.

Железобетонная плита подвесного пролета сжата, напряжения не превышают предельных значений (рис. 8б).

В опорной зоне на консоли имеется концентратор напряжений в железобетонном нижнем поясе. Стоит отметить, что ни уменьшение разбивки сетки, ни изменение параметров сечения к иному результату не привели. Последнее является следствием перехода конструкции от общей к местной работе. Работа данного узла должна рассматриваться отдельно при детальном исследовании конструкции.

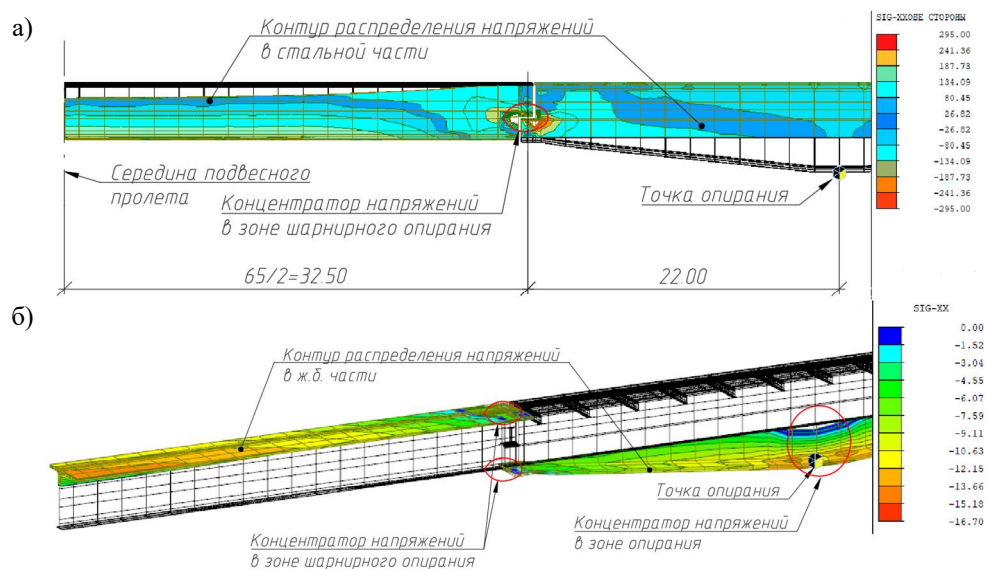


Рис. 8. Характер распределения нормальных напряжений (МПа):
а) стальная часть; б) железобетонная часть

Построены эпюры напряжений для сечения в середине подвесного пролета и сечения около промежуточной опоры (рис. 9). Установлено, что в середине пролета (рис. 9а) положение нейтральной оси смещено в сторону стальной части сечения на 218 мм. Напряжения не достигают предельных значений, имеется запас по напряжениям в пределах 10 %. Отклонение объясняется более точным учетом пространственной работы конструкции при движении временной нагрузки. Исходная расчетная концепция сохраняется: железобетон находится в зоне сжатия, а сталь в зоне растяжения.

В опорном сечении (рис. 9б) распределение напряжений совпадает с теоретическим, что подтверждает корректность расчетной схемы и принятых допущений.

По результатам проделанного эксперимента можно сделать следующие выводы:

1. Пролетное строение работает в упругой стадии, закон распределения напряжений прямолинеен;

2. Положение нейтральной оси соответствует теоретическому. Сталь работает на растяжение, а железобетон на сжатие;
3. Условие прочности выполняется.

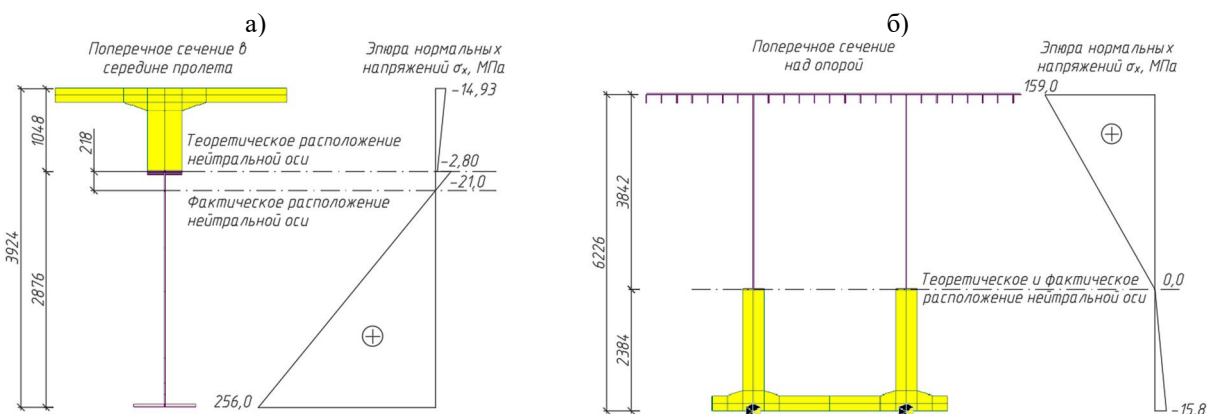


Рис. 9. Распределение напряжений в характерных сечения пролетного строения (размеры указаны в миллиметрах): а) поперечное сечение в середине пролета; б) поперечное сечение около промежуточной опоры

Выводы. В результате исследования усовершенствована конструкция сталежелезобетонного консольно-балочного пролетного строения Ленинградского моста через р. Иртыш в г. Омске. Основные достижения работы заключаются в следующем:

1. Разработано пролетное строение, реализующее принцип разделения материалов по зонам напряжений. Принятая конструкция в совокупности с методом навесного монтажа позволяет организовать одностадийную работу сталежелезобетонного сечения;
2. Выполнено рациональное разделение консольно-балочной системы на пролеты;
3. Подобраны параметры сечений пролетного строения и предложено конкретное конструктивное решение;
4. Выполнен численный эксперимент – построена пространственная модель и выполнен расчет методом конечных элементов.

Итогом работы является конструктивное решение, направленное на снижение металлоемкости, повышение технологичности монтажа и расширение области применения сталежелезобетонных пролетных строений.

Библиографический список

1. Бычковский Н. Н. Проблемы проектирования, строительства, эксплуатации, реконструкции транспортных сооружений и пути их решения: [в 3 ч.] / Н. Н. Бычковский. Саратов: Саратовский гос. технический ун-т, 2008. 28 с.
2. Стрелецкий Н. Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. М.: Транспорт, 1981. 360 с.
3. Козак Н. В. Экспериментальное исследование режима работы гибких штыревых упоров сталежелезобетонного пролетного строения существующего автодорожного моста // Транспортные сооружения. 2022. Т. 9, № 1. DOI: 10.15862/07SATS122. EDN: CLALTW.
4. Kozak N. V. Operating regime investigational study of steel-reinforced concrete superstructure flexible pin stops of the existing road bridge // Russian Journal of Transport Engineering. 2022. Vol. 9, № 1. URL: <https://t-s.today/PDF/07SATS122.pdf> (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.15862/07SATS122.
5. Козак Н. В. Комплексный анализ существующих методик проверки выносливости гибких штыревых упоров сталежелезобетонных автодорожных мостов по нормативам ряда стран //

Транспортные сооружения. 2021. Т. 8, № 2. С. 10SATS221. URL: <https://t-s.today/10SATS221.html> (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.15862/10SATS221. EDN: MRLPEF.

6. Козлов А. В. Расчет сталежелезобетонных мостов с учетом сдвига плиты по верхнему поясу балки // Строительная механика и конструкции. 2018. № 4. С. 64–71. URL: item.asp?id=36545559 (дата обращения: 24.12.2021). EDN: YPUHVJ.

7. Веселов В. В. Применение сталежелезобетонных конструкций в мостовых сооружениях // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2023. Т. 20, № 3. С. 633–644. DOI: 10.20295/1815-588X-2023-3-633-644. EDN: HGPJAF.

8. Мирсаяпов И. Т., Валиев А. Т. Исследование напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок нового типа железнодорожных мостов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. № 1 (63). С. 31–42. DOI: 10.52409/20731523_2023_1_31. EDN: ECDUWC.

9. Бабалич В. С., Андросов Е. Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. 2017. Т. 4, № 4. С. 205–208. EDN: YROOWX.

10. Панова А. С., Сергеев Е. И. Особенности расчета сталежелезобетонных конструкций // Научный взгляд в будущее. 2019. Т. 1, № 14. С. 72–75. DOI: 10.30888/2415-7538.2019-14-01-005. EDN: CLPEEU.

11. Голованов В. А., Иванов Г. П. Анализ конструктивных решений малых мостов, выполненных из сталежелезобетона // Студенческий. 2019. № 25–1 (69). С. 13–16. EDN: SOIPXK.

12. Ngoc-Long T., Van-Phuc Ph., Morozov V. Investigating the corrosion initiation process in reinforced concrete structures under the impact of climate change // Architecture and Engineering. 2021. Vol. 6, No. 2. Pp. 37–44. DOI: 10.23968/2500-0055-2021-6-2-37-44. EDN: SHOTRV.

13. Pavlov A., Khegay A., Khegay T. Analysis of bending steel fiber reinforced concrete elements with a stress-strain model // Architecture and Engineering. 2020. Vol. 5, No. 3. Pp. 14–21. DOI: 10.23968/2500-0055-2020-5-3-14-21. EDN: FMJAIK.

14. Уткин В. А. Регулирование положения нейтральной оси при проектировании сечений сталежелезобетонных пролетных строений // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. 2011. № 4 (22). С. 39–42. EDN: PBIJVF.

15. Сафронов В. С., Антипов А. В. Апробация эффективной методики динамического расчета сталежелезобетонного пролетного строения моста // Транспортные сооружения. 2020. Т. 7, № 2. С. 6. DOI: 10.15862/08SATS220. EDN: RABNGR.

16. Johnson R. P. Resistance of stud shear connectors to fatigue // Journal of Constructional Steel Research. 2000. Vol. 56, № 2. Pp. 101–116. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0143974X99000826> (дата обращения: 10.12.2021). DOI: 10.1016/S0143-974X(99)00082-6.

17. Hassanin A. I., Shabaan H. F., Elsheikh A. I. The Effects of Shear Stud Distribution on the Fatigue Behavior of Steel-Concrete Composite Beams // Arabian Journal for Science and Engineering. 2020. Vol. 45, № 10. Pp. 8403–8426. URL: <https://link.springer.com/article/> (дата обращения: 10.12.2021). DOI: 10.1007/s13369-020-04702-4.

18. Henderson I. E. J., Zhu X. Q., Uy B., Mirza O. Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study // Engineering Structures. 2015. Vol. 130, № 15. Pp. 298–307. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029615005404> (дата обращения: 10.12.2021). DOI: 10.1016/j.eng-struct.2015.08.035.

19. Xu C., Sugiura K., Su Q. Fatigue Behavior of the Group Stud Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Bridges // Journal of Bridge Engineering. 2018. Vol. 23, № 8. P. 04018055. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001261](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261) (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261.

20. Xue W., Ding M., Wang H., Luo Z. Static Behavior and Theoretical Model of Stud Shear Connectors // *Journal of Bridge Engineering*. 2008. Vol. 13, № 6. Pp. 623–634. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13:6\(623\)](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(623)) (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13.
21. Wang B., Huang Q., Liu X. Comparison of Static and Fatigue Behaviors between Stud and Perfobond Shear Connectors // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 23, № 1. Pp. 217–227. URL: <https://link.springer.com/article/> (дата обращения: 24.12.2021). DOI: 10.1007/s12205-018-1303-0.
22. Iles D. C. Design Guide of Ladder Deck Bridges, SCI P339. Ascot, United Kingdom: The Steel Construction Institute, 2006.
23. Steven L. S., Rajan S. Steel bridges with double composite action // *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*. 2000. Vol. 1696, № 1. Pp. 299–309.
24. Du G., Pettersson L., Karoumi R. Steel soil composite bridge: an alternative design solution for short-span bridge towards sustainability // *Archives of Institute of Civil Engineering*. 2017. Vol. 23. Pp. 45–52.
25. Subramanian N. Transportation Infrastructure Needs and Developments // *New Building Materials & Construction World (NBM & CW)*. 2011. Vol. 17, № 3. Pp. 106–124.
26. Hechler O., Berthelley J., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E. Continuous Shear Connectors in Bridge Construction // *The 2008 Composite Construction in Steel and Concrete Conference VI*. Tabernash, CO: American Society of Civil Engineers, 2008. 13 p.
27. Steel-Concrete Bridges – Sustainable Design Guide / Daniel de Matteis (Setra), working group leader, 2010.
28. Reese G. A. Innovative Applications of Precast Concrete to Complex Bridge Projects in Colorado // *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*. 2010. Vol. 2200, № 1. DOI: 10.3141/2200-18.
29. Гибшман Е. Е. Металлические мосты на автомобильных дорогах М.: Автотрансиздат, 1954. 340 с.
30. Толмачев К. Х. Регулирование напряжений в металлических пролетных строениях мостов. М.: Автотрансиздат, 1960. 117 с.
31. Белокопытов А. С., Уткин В. А., Матвеев С. А., Чучалина В. П. Ремонт мостов города Омска. «Ленинградский мост» // *Архитектурно-строительный и дорожно-транспортный комплексы: проблемы, перспективы, инновации: сб. материалов VIII Междунар. науч.-практ. конф.* Омск: СибАДИ, 2022. С. 411–416.
32. Белокопытов А. С., Уткин В. А., Матвеев С. А. Экспериментальное исследование сталежелезобетонного консольно-балочного пролетного строения моста // *Строительная механика и конструкции*. 2025. № 3 (46). С. 88–103.
33. А. с. № 926146 А1 СССР, МПК E01D 1/00, E01D 15/12. Сталежелезобетонное пролетное строение моста: № 2903979: заявл. 31.03.1980: опубл. 07.05.1982 / В. С. Данков, В. Г. Гомаров, А. В. Кручинкин, Н. Н. Стрелецкий; заявитель ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова. EDN: ELNLS D.
34. А. с. № 939625 А1 СССР, МПК E01D 1/00. Сталежелезобетонное пролетное строение моста: № 2860913: заявл. 29.12.1979: опубл. 30.06.1982 / В. С. Данков, А. В. Кручинкин; заявитель ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова. EDN: RJNJGT.
35. А. с. № 1452878 А1 СССР, МПК E01D 22/00, E01D 6/00, E01D 19/00. Пролетное строение: № 4268159: заявл. 24.06.1987: опубл. 23.01.1989 / В. Т. Ильюшенко, С. Д. Паршиков, В. И. Пузиков, В. С. Данков; заявитель Сибирский автомобильно-дорожный институт им. В. В. Куйбышева, ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова. EDN: ХОМХС Q.
36. А. с. № 1350227 А1 СССР, МПК E01D 1/00, E01D 21/00. Сталежелезобетонное неразрезное пролетное строение моста и способ его монтажа: № 4061140: заявл. 23.04.1986: опубл. 07.11.1987 / В. Т. Ильюшенко, В. С. Данков, В. И. Пузиков, С. Д. Паршиков; заявитель

Сибирский автомобильно-дорожный институт им. В. В. Куйбышева, ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова. EDN: MCSBAD.

37. А. с. № 887696 А1 СССР, МПК E01D 21/06, E01D 12/00, E01D 21/00. Способ монтажа неразрезного сталежелезобетонного пролетного строения моста: № 2904218: заявл. 03.04.1980; опубл. 07.12.1981 / Р. П. Назарова, Н. Н. Рудомазин; заявитель «Гипротрансмост». EDN: HLRFBZ.

38. Пат. № 2247805 С2 Российская Федерация, МПК E01D 21/06. способ монтажа надпорного участка пролетного строения моста: № 2003107592/03: заявл. 20.03.2003; опубл. 10.03.2005 / И. А. Найвальт, В. И. Рогач, Г. Л. Зверев [и др.]; заявитель ЗАО «Балтийская строительная компания – Санкт-Петербург», ЗАО «Царскосельский завод София». EDN: DGXADW.

39. Пат. № 2737771 С1 Российская Федерация, МПК E01D 21/06. Способ монтажа неразрезного сталежелезобетонного пролетного строения моста с монолитной железобетонной плитой: № 2020122118: заявл. 29.06.2020; опубл. 02.12.2020 / В. А. Уткин; заявитель ФГБОУ ВО «Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ)». EDN: MVTQYA.

40. Крыльцов Е. И., Попов О. А., Файнштейн И. С. Современные железобетонные мосты. М.: Транспорт, 1974. 416 с.

41. Уткин В. А. Сталежелезобетонное пролетное строение: пат. № 2040629 С1 Рос. Федерация: МПК E01D 12/00, E01D 101/26, E01D 101/30. № 5035073/33; заявл. 31.03.1992; опубл. 25.07.1995. EDN: GVZHTH.

42. Протасов К. Г., Теплицкий А. В., Крамарев С. Я., Никитин М. К. Металлические мосты. М.: Транспорт, 1973. 352 с.

43. Белокопытов А. С., Уткин В. А., Матвеев С. А. Методика расчета сталежелезобетонного пролетного строения моста с разделением материала по нейтральной оси // Вестник Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета. 2024. Т. 21, № 3(97). С. 436–451. DOI: 10.26518/2071-7296-2024-21-3-436-451. EDN: TGHGZX.

44. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с изм. № 1, 2, 3). Введ. 2011-05-20. М.: Минрегион России, 2011. 340 с.

References

1. Bychkovsky N. N. Problems of design, construction, operation, and reconstruction of transport facilities and ways to solve them: [in 3 parts]. Saratov: Saratov State Technical University. 2008. 28 p.
2. Streletsky N. N. Steel-concrete composite bridge spans. Moscow: Transport, 1981. 360 p.
3. Kozak N. V. Experimental study of the operating regime of flexible shear connectors in a steel-concrete composite span of an existing road bridge // Transport Facilities. 2022. Vol. 9. No. 1. DOI: 10.15862/07SATS122. EDN: CLALTW.
4. Kozak N. V. Operating regime investigational study of steel-reinforced concrete superstructure flexible pin stops of the existing road bridge // Russian Journal of Transport Engineering. 2022. Vol. 9. No. 1. URL: <https://t-s.today/PDF/07SATS122.pdf> (accessed 24.12.2021). DOI: 10.15862/07SATS122.
5. Kozak N. V. Comprehensive analysis of existing methods for testing the fatigue strength of flexible shear connectors in steel-concrete composite road bridges under standards of various countries // Transport Facilities. 2021. Vol. 8. No. 2. 10SATS221. URL: <https://t-s.today/10SATS221.html> (accessed 24.12.2021). DOI: 10.15862/10SATS221. EDN: MRLPEF.
6. Kozlov A. V. Calculation of steel-concrete composite bridges considering slab slip along the top flange of the girder // Structural Mechanics and Constructions. 2018. No. 4. Pp. 64–71. URL: item.asp?id=36545559 (accessed 24.12.2021). EDN: YPUHVJ.

7. Veselov V. V. Application of steel-concrete composite structures in bridge construction // *Proceedings of Petersburg State Transport University*. 2023. Vol. 20. No. 3. Pp. 633–644. DOI: 10.20295/1815-588X-2023-3-633-644. EDN: HGPJAF.
8. Mirsayapov I. T., Valiev A. T. Investigation of the stress-strain state of new-type steel-concrete composite girders for railway bridges // *Proceedings of Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2023. No. 1 (63). Pp. 31–42. DOI: 10.52409/20731523_2023_1_31. EDN: EC-DUWC.
9. Babalich V. S., Androsov E. N. Steel-concrete composite structures and prospects for their application in Russian construction practice // *Advances of Modern Science*. 2017. Vol. 4. No. 4. Pp. 205–208. EDN: YROOWX.
10. Panova A. S., Sergeev E. I. Features of calculating steel-concrete composite structures // *Scientific View into the Future*. 2019. Vol. 1. No. 14. Pp. 72–75. DOI: 10.30888/2415-7538.2019-14-01-005. EDN: CLPEEU.
11. Golovanov V. A., Ivanov G. P. Analysis of structural solutions for small bridges made of steel-concrete composite // *Studencheskiy*. 2019. No. 25–1 (69). Pp. 13–16. EDN: SOIPXK.
12. Ngoc-Long T., Van-Phuc Ph., Morozov V. Investigating the corrosion initiation process in reinforced concrete structures under the impact of climate change // *Architecture and Engineering*. 2021. Vol. 6. No. 2. Pp. 37–44. DOI: 10.23968/2500-0055-2021-6-2-37-44. EDN: SHOTRV.
13. Pavlov A., Khegay A., Khegay T. Analysis of bending steel fiber reinforced concrete elements with a stress-strain model // *Architecture and Engineering*. 2020. Vol. 5. No. 3. Pp. 14–21. DOI: 10.23968/2500-0055-2020-5-3-14-21. EDN: FMJAIK.
14. Utkin V. A. Regulation of the neutral axis position in the design of steel-concrete composite bridge span sections // *Bulletin of the Siberian State Automobile and Highway Academy*. 2011. No. 4 (22). Pp. 39–42. EDN: PBIJVF.
15. Safronov V. S., Antipov A. V. Approbation of an effective method for dynamic analysis of a steel-concrete composite bridge span // *Transport Facilities*. 2020. Vol. 7. No. 2. P. 6. DOI: 10.15862/08SATS220. EDN: RABNGR.
16. Johnson R. P. Resistance of stud shear connectors to fatigue // *Journal of Constructional Steel Research*. 2000. Vol. 56. No. 2. Pp. 101–116. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0143974X99000826> (accessed 10.12.2021). DOI: 10.1016/S0143-974X(99)00082-6.
17. Hassanin A. I., Shabaan H. F., Elsheikh A. I. The effects of shear stud distribution on the fatigue behavior of steel-concrete composite beams // *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2020. Vol. 45. No. 10. Pp. 8403–8426. URL: <https://link.springer.com/article/> (accessed 10.12.2021). DOI: 10.1007/s13369-020-04702-4.
18. Henderson I. E. J., Zhu X. Q., Uy B., Mirza O. Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study // *Engineering Structures*. 2015. Vol. 130. No. 15. Pp. 298–307. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029615005404> (accessed 10.12.2021). DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.08.035.
19. Xu C., Sugiura K., Su Q. Fatigue behavior of the group stud shear connectors in steel-concrete composite bridges // *Journal of Bridge Engineering*. 2018. Vol. 23. No. 8. Pp. 04018055. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001261](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261) (accessed 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261.
20. Xue W., Ding M., Wang H., Luo Z. Static behavior and theoretical model of stud shear connectors // *Journal of Bridge Engineering*. 2008. Vol. 13. No. 6. Pp. 623–634. URL: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13:6\(623\)](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(623)) (accessed 24.12.2021). DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13.
21. Wang B., Huang Q., Liu X. Comparison of static and fatigue behaviors between stud and perfobond shear connectors // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 23. No. 1. Pp. 217–227. URL: <https://link.springer.com/article/> (accessed 24.12.2021). DOI: 10.1007/s12205-018-1303-0.

22. Iles D. C. Design Guide of Ladder Deck Bridges, SCI P339. Ascot, United Kingdom: The Steel Construction Institute, 2006.
23. Steven L. S., Rajan S. Steel bridges with double composite action // Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 2000. Vol. 1696. No. 1. Pp. 299–309.
24. Du G., Pettersson L., Karoumi R. Steel-soil composite bridge: an alternative design solution for short-span bridge towards sustainability // Archives of Institute of Civil Engineering. 2017. Vol. 23. Pp. 45–52.
25. Subramanian N. Transportation infrastructure needs and developments // New Building Materials & Construction World (NBM & CW). 2011. Vol. 17. No. 3. Pp. 106–124.
26. Hechler O., Berthelley J., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E. Continuous shear connectors in bridge construction // Composite Construction in Steel and Concrete Conference VI. Tabernash, CO: American Society of Civil Engineers, 2008. 13 p.
27. Steel-Concrete Bridges. Sustainable Design Guide. Daniel de Matteis (Setra) working group leader. 2010.
28. Reese G. A. Innovative applications of precast concrete to complex bridge projects in Colorado // Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. Vol. 2200. No. 1. 2010. DOI: 10.3141/2200-18.
29. Gibshman E. E. Metallic bridges on highways. Moscow: Avtotransizdat, 1954. 340 p.
30. Tolmachev K. Kh. Stress regulation in metallic bridge spans. Moscow: Avtotransizdat, 1960. 117 p.
31. Belokopytov A. S., Utkin V. A., Matveev S. A., Chuchalina V. P. Repair of bridges in the city of Omsk. “Leningradsky Bridge” // Architectural, Construction and Road-Transport Complexes: Problems, Prospects, Innovations: Proc. of the VIII Int. Scientific and Practical Conference. Omsk: SibADI, 2022. Pp. 411–416.
32. Belokopytov A. S., Utkin V. A., Matveev S. A. Experimental study of a steel-concrete composite cantilever-girder bridge span // Structural mechanics and Constructions. 2025. No. 3 (46). Pp. 88–103.
33. Dankov V. S., Gomarov V. G., Kruchinkin A. V., Streletsky N. N. Author’s Certificate No. 926146 A1 USSR. IPC E01D 1/00. E01D 15/12. Steel-reinforced concrete bridge span. No. 2903979. Appl. 31.03.1980. Publ. 07.05.1982. Applicant Central Research and Design Institute of Building Metal Structures, Order of the Red Banner of Labour. EDN: ELNLSD.
34. Dankov V. S., Kruchinkin A. V. Author’s Certificate No. 939625 A1 USSR, IPC E01D 1/00. Steel-reinforced concrete bridge span: No. 2860913. Appl. 29.12.1979. Publ. 30.06.1982. Applicant Central Research and Design Institute of Building Metal Structures, Order of the Red Banner of Labour. EDN: RJNJGT.
35. Ilyushenko V. T., Parshikov S. D., Puzikov V. I., Dankov V. S. Author’s Certificate No. 1452878 A1 USSR. IPC E01D 22/00. E01D 6/00. E01D 19/00. Bridge span: No. 4268159. Appl. 24.06.1987. Publ. 23.01.1989. Applicants Siberian Automobile and Road Institute named after V.V. Kuibyshev, Central Research and Design Institute of Building Metal Structures named after N. P. Melnikov. EDN: XOMXCQ.
36. Ilyushenko V. T., Dankov V. S., Puzikov V. I., Parshikov S. D. Author’s Certificate No. 1350227 A1 USSR. IPC E01D 1/00. E01D 21/00. Continuous steel-reinforced concrete bridge span and method of its erection. No. 4061140. Appl. 23.04.1986. Publ. 07.11.1987. Applicants Siberian Automobile and Road Institute named after V. V. Kuibyshev, Central Research and Design Institute of Building Metal Structures named after N. P. Melnikov. EDN: MCSBAD.
37. Nazarova R. P., Rudomazin N. N. Author’s Certificate No. 887696 A1 USSR. IPC E01D 21/06. E01D 12/00. E01D 21/00. Method for erecting a continuous steel-reinforced concrete bridge span: No. 2904218. Appl. 03.04.1980. Publ. 07.12.1981. Applicant State Design and Survey Institute for Large Bridges “Giprotransmost,” Order of the Red Banner of Labour. EDN: HLRFBZ.

38. Naivalt I. A., Rogach V. I., Zverev G. L. Patent No. 2247805 C2 Russian Federation. IPC E01D 21/06. Method for assembling the over-pier part of a bridge span structure. No. 2003107592/03. Appl. 20.03.2003. Publ. 10.03.2005. Applicants Baltic Construction Company, Saint Petersburg, JSC; Tsarskoselsky Zavod, Sofia, JSC. EDN: DGXADW.
39. Utkin V. A. Patent No. 2737771 C1 Russian Federation. IPC E01D 21/06. Method for erecting a continuous steel-reinforced concrete bridge span with a monolithic reinforced-concrete slab: No. 2020122118. Appl. 29.06.2020. Publ. 02.12.2020. Applicant Siberian State Automobile and Highway University (SibADI). EDN: MVTQYA.
40. Kryltsov E. I., Popov O. A., Feinstein I. S. Modern Reinforced Concrete Bridges. Moscow: Transport, 1974. 416 p.
41. Utkin V. A. Steel-concrete composite bridge span. Patent No. 2040629 C1 Russian Federation. IPC E01D 12/00, E01D 101/26, E01D 101/30. No. 5035073/33. Appl. 31.03.1992. Publ. 25.07.1995. EDN: GVZHTH.
42. Protasov K. G., Teplitsky A. V., Kramarev S. Ya., Nikitin M. K. Metallic bridges. Moscow: Transport, 1973. 352 p.
43. Belokopytov A. S., Utkin V. A., Matveev S. A. Methodology for calculating a steel-concrete composite bridge span with material separation along the neutral axis // Bulletin of Siberian State Automobile and Highway University. 2024. Vol. 21. No. 3 (97). Pp. 436–451. DOI: 10.26518/2071-7296-2024-21-3-436-451. EDN: TGHGZX.
44. Set of Rules 35.13330.2011 Bridges and culverts. Updated edition of SNiP 2.05.03-84* (with Amendments No. 1, 2, 3). Enforced 20.05.2011. Moscow: Ministry of Regional Development of Russia, 2011. 340 p.

IMPROVEMENT OF STEEL-REINFORCED CONCRETE CANTILEVER-BEAM SPAN STRUCTURE OF THE BRIDGE

A. S. Belokopytov¹, V. A. Utkin², S. A. Matveev³

Siberian State Automobile and Highway University^{1,2,3}
Omsk, Russia

¹ PhD Student, Assistant Professor of the Department of Bridges and Tunnels, tel.: +7(951)424-78-03, e-mail: a.sbel@yandex.ru

² Dr of Technical Sciences, Professor of the Department of Bridges and Tunnels, tel.: +7(913)674-51-94, e-mail: prof.utkin@mail.ru

³ Dr of Technical Sciences, Professor of the Department of Bridges and Tunnels, tel.: +7(913)613-67-99, e-mail: dfsibadi@mail.ru

Statement of the problem. In Russian bridge construction, steel-concrete composite (steel-reinforced concrete) spans have been largely replaced by steel spans with an orthotropic deck slab due to the latter's production and erection efficiency. Based on the investigation and testing of an existing steel-concrete composite bridge, an improvement to such composite spans is proposed to substantiate the efficiency and rationality of their use.

Results. The survey and load testing of an existing cantilever-girder span indicate the viability and current relevance of these systems. A material layout in the cross-section is proposed, distributing materials by stress zones relative to the neutral axis, which enables a rational use of their strength properties. A span assembled from factory-made steel-concrete composite blocks ensures single-stage composite action of the steel and reinforced-concrete parts.

A transformation of a continuous composite span into a cantilever-girder system is examined by rationally placing a hinged support in zero-moment zones. Cross-section parameters were selected analytically, and a numerical experiment using the finite-element method was performed. As a result of the design improvement, material consumption changed relative to an analogous bridge: –39 % for steel and +15 % for reinforced concrete, yielding a positive overall effect.

Conclusions. The proposed improvement to the steel-concrete composite span allows rational distribution of materials within sections in accordance with their strength characteristics, ensures single-stage operation of the span, eliminates force-regulation procedures and wet processes, and reduces both erection time and steel consumption in production.

Key words: calculation scheme, bridge, steel, reinforced concrete, steel and reinforced concrete, span structure, main beams, roadway slab, neutral axis.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.138
DOI 10.36622/2219-1038.2025.46.3.011

УКРЕПЛЕНИЕ НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ СИРИИ

Л. Н. Кондратьева¹, Л. Аввад²

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет^{1, 2}
Россия, г. Санкт-Петербург

¹Д-р техн. наук, проф. кафедры геотехники, тел.: +7(920)423-90-78; e-mail: kondratjevaln@yandex.ru

²Аспирант кафедры геотехники, тел.: +7(981)685-04-26, e-mail: lana.awwad@mail.ru

Постановка задачи. На основании лабораторных экспериментов исследуется эффективность применения смесей полипропиленовых волокон и извести для улучшения строительных характеристик набухающих грунтовых оснований в условиях геологической среды Сирийской Арабской Республики.

Результаты. В рамках лабораторных экспериментов было подготовлено 20 образцов глинистого грунта, которые были собраны в районе Дараа на юго-западе Сирии. В эти образцы были добавлены различные комбинации местного известняка и полипропиленовых волокон. Все образцы выдерживались в стандартных условиях в специальном боксе для твердения. Испытания проводились через 3, 7, 14, 21 и 28 дней после завершения процесса твердения. Рассмотрены результаты исследования, которые касаются пластичности и набухаемости грунта. В результате проведенных экспериментов было выявлено влияние добавления полипропиленовых волокон и извести на пластические свойства набухающего грунта, а также влияние этих добавок на относительное набухание и давление набухания. Также было исследовано влияние времени отверждения на число пластичности и показатели набухаемости различных смесей грунтов.

Выводы. Анализ результатов экспериментов по исследованию пластичности и набухаемости показал, что смесь извести и полипропиленового волокна значительно снижает такие показатели, как индекс пластичности, относительное набухание и давление набухания. Наиболее эффективным оказалось сочетание 5 % извести и 0,35 % полипропиленовых волокон.

Ключевые слова: набухающие грунты, известь, полипропиленовое волокно, прочность грунта, стабилизация, Сирия.

Введение. Глинистые грунты, как правило, обладают не самыми приятными для строителя геотехническими свойствами: низкой несущей способностью, высокой сжимаемостью, усадкой и набуханием, а также сильной восприимчивостью к влаге [1]. В своих работах О. Р. Голли уделяла особое внимание неравномерности деформаций, возникающих из-за набухания, и дополнительным нагрузкам, которые они создают на конструкции. Она подчеркивала, что при определённых условиях это может привести к провалам грунта и, как следствие, к обрушению зданий [2]. Для повышения стабильности и улучшения эксплуатационных характеристик таких грунтов были разработаны различные методы. Например, Е. А. Сорочан и М. С. Ким [3, 4], изучая влияние набухающего грунта на подпорные стенки, в своих лабораторных экспериментах показали, что частичное разуплотнение грунта позволяет снизить давление набухания. Также были разработаны различные методы стабилизации глинистых грунтов с помощью различных добавок. Этот подход становится всё более привлекательным, поскольку замена неподходящего грунта на более качественный грунт может оказаться не только

дорогостоящим, но и не самым экологичным вариантом. Кроме того, в настоящее время стабилизация цементом не считается оптимальным решением из-за растущей стоимости цемента и экологических проблем, связанных с его производством.

Известь представляет собой старейший традиционный стабилизатор, применяемый для укрепления грунтов [5]. Обработка глинистых грунтов известью способна значительно улучшить многие важные геотехнические свойства. В частности, известь снижает индекс пластичности (PI), улучшает обрабатываемость, повышает предел усадки, прочность и калифорнийский коэффициент несущей способности (CBR), а также устраняет практически все проблемы, связанные с набуханием [1, 6].

Стабилизация глин с помощью извести подразумевает добавление оксида кальция (CaO) или гидроксида кальция (Ca(OH)_2). В Европе наиболее часто используется негашеная известь, которая является основным известковым продуктом для стабилизации грунта [7].

Ученые провели множество исследований (см., например, [8–12]), посвященных стабилизации глинистых грунтов с помощью извести, рассмотрели оптимальные дозы извести, необходимые для максимальной модификации почвы. Так, F. G. Bell [8] определил, что оптимальная дозировка обычно составляет от 1 до 3 % извести по массе. Дальнейшее увеличение содержания извести не влияет на предел пластичности (PL), но способствует повышению прочности. Однако в [13] было предложено использовать известь в дозах от 2 до 8 % для стабилизации почвы.

При добавлении извести в глинистые грунты в присутствии воды происходит целый ряд химических реакций, которые улучшают свойства грунта. Эти реакции включают катионообмен, флокуляцию, карбонизацию и пуццолановую реакцию. Катионообмен представляет собой процесс, в ходе которого катионы, связанные с поверхностью глинистых частиц, обмениваются на катионы кальция, содержащиеся в извести, таким образом улучшаются физические и химические свойства грунта. В результате катионного обмена и притяжения частицы глины притягиваются друг к другу, образуя хлопья. Этот процесс называется флокуляцией. Именно флокуляция играет ключевую роль в изменении инженерных свойств набухающих глинистых грунтов при их обработке известью [12]. Сирия богата известняком, общие запасы которого оцениваются примерно в 12 миллиардов кубометров [14, 15].

Армирование грунтов волокнами представляет собой перспективный метод укрепления грунтовых оснований. В [16] А. В. Мащенко и А. П. Пономарев предлагают применять базальтовые, полипропиленовые и другие волокнистые материалы. Авторы отмечают, что волокна обладают высокой прочностью на разрыв и эффективно взаимодействуют с грунтом при сдвиговых нагрузках, что значительно улучшает прочностные характеристики армированного грунта. В исследовании А. И. Науменко было выявлено, что случайное расположение волокон имеет преимущества по сравнению с равномерным распределением волокон [17]. Автор также подчеркивает экологическую безопасность использования полипропиленовых волокон.

В Сирии глинистые грунты занимают обширные территории, превышающие 20 000 квадратных километров, причем большая их часть сосредоточена в юго-западном регионе [18]. Эти глинистые грунты обычно имеют коричневатый-красный оттенок и представляют собой продукты выветривания вулканических пород, в частности базальтов. Во многих частях Сирии эти глинистые грунты стали причиной серьезного ущерба инфраструктуре, что подчеркивает необходимость их улучшения. [19–28]. В будущем потребность в стабилизированном глинистом грунте будет только возрастать, особенно учитывая перспективы послевоенного восстановления в Сирии.

1. Материалы исследования. Образцы грунта, использованные в данном исследовании, были собраны в районе Дараа, который находится на юго-западе Сирии.

Глинистый грунт был извлечен с глубины полутора метров. Для классификации этого грунта были проведены лабораторные исследования. Основные характеристики глинистого грунта представлены в табл. 1.

В ходе исследования применялась негашеная известь, полученная из известковых карьеров, расположенных в провинции Хама, примерно в 200 километрах к северу от Дамаска. На цементном заводе Адра известь подверглась измельчению с помощью шаровой мельницы. Для защиты от влаги материал был упакован в герметичные пакеты. Лабораторные исследования проводились в специально оборудованном помещении. В табл. 1 представлен химический состав и некоторые физические свойства извести, которые были получены в ходе исследования.

Таблица 1

Основные свойства использованных материалов

Характеристика изучаемого глинистого грунта			
1	Влажность W	%	11,90
2	Плотность твёрдых частиц грунта	кН/м ³	26,90
3	Плотность грунта	кН/м ³	17,70
4	Плотность сухого грунта	кН/м ³	15,82
5	Коэффициент пористости e	–	0,7
6	Предел текучести WL	%	79,40
7	Предел раскатывания WP	%	30,80
8	Число пластичности Ip	%	48,60
9	Коэффициент водонасыщения Sr	%	0,46
10	Относительная деформация набухания	%	15,30
11	Давления набухания	кПа	183
12	Сцепления	кПа	84
12	Угол внутреннего трения	градус (°)	16,2
Химический состав извести			
1	CaO	%	92,9
2	MgO	%	0,87
3	Fe2O3	%	0,38
4	Sulphates (SO4)	%	0,8
Характеристика полипропиленового волокна			
1	Влагопоглощение	–	0
2	Средняя длина волокна	мм	12
3	Средний диаметр волокна	мм	0,034
4	Цвет	–	Белый
5	Удельный вес	г\см ³	0,91
6	Содержание углерода	%	0,6 – минимум
7	Предел прочности на растяжение	МПа	350
8	Удлинение при растяжении	%	15 – максимум
9	Модуль упругости	МПа	3500
10	Химическая и коррозионная устойчивость	–	Высокая
11	Кислотостойкость	–	Высокая

В нашем исследовании мы использовали полипропиленовое волокно. Этот материал был выбран для армирования грунта по нескольким причинам, которые делают его идеальным материалом для армирования грунта:

- высокая механическая прочность;
- низкая стоимость;
- устойчивость к коррозии и химическая инертность;
- отсутствие взаимодействия с грунтовой влагой.

Основные физические, химические и механические свойства полипропиленового волокна указаны в табл. 1.

2. Метод исследования. Программа лабораторных экспериментов включала подготовку образцов глинистого грунта с различными комбинациями добавок.

Были сформированы 20 комбинаций: 3 с добавлением только извести (2, 5, 8 % от массы грунта), 4 с добавлением только полипропиленовых волокон (0,05, 0,15, 0,25, 0,35 %) и 12 с

комбинированным составом из извести и полипропиленовых волокон. Один образец был контрольным и не содержал добавок (табл. 2). Грунт подвергался термической обработке в сушильном шкафу при температуре $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$ в течение одного дня. После этого образцы для испытаний готовились путём равномерного смешивания сухого грунта с заданными процентными содержаниями извести и полипропиленовых волокон с последующим уплотнением до достижения максимальной сухой плотности при оптимальной влажности, которая была определена на начальном этапе исследования. После уплотнения все образцы выдерживались в боксе для твердения в стандартных условиях. Испытания проводились через 3, 7, 14, 21 и 28 дней после твердения. В данной статье представлены результаты исследования пластичности и набухаемости грунта.

Таблица 2

Комбинация добавок, использованных в исследовании

Серия	Комбинация добавок	Натуральный грунт, %	Известь, %	Полипропиленовое волокно, %
1	L0PF0	100,00	0,00	0,00
2	L0PF0,05	99,95	0,00	0,05
3	L0PF0,15	99,85	0,00	0,15
4	L0PF0,25	99,75	0,00	0,25
5	L0PF0,35	99,65	0,00	0,35
6	L2PF0	98,00	2,00	0,00
7	L2PF0,05	97,95	2,00	0,05
8	L2PF0,15	97,85	2,00	0,15
9	L2PF0,25	97,75	2,00	0,25
10	L2PF0,35	97,65	2,00	0,35
11	L5PF0	95,00	5,00	0,00
12	L5PF0,05	94,95	5,00	0,05
13	L5PF0,15	94,85	5,00	0,15
14	L5PF0,25	94,75	5,00	0,25
15	L5PF0,35	94,65	5,00	0,35
16	L8PF0	92,00	8,00	0,00
17	L8PF0,05	91,95	8,00	0,05
18	L0PF0	91,85	8,00	0,15
19	L0PF0,05	91,75	8,00	0,25
20	L0PF0,15	91,65	8,00	0,35

3. Результаты исследования

3.1. Пластичность. В научной литературе широко используется критерий пластичности для классификации набухающих грунтов. В частности, индекс пластичности (PI) стал ключевым параметром для прогнозирования их набухания, что подтверждается работами [29–32], а также индийским стандартом IS:1498-1970. Согласно этим классификациям, грунт считается сильно набухающим, если его индекс пластичности превышает 35 %. В данном исследовании индекс пластичности образца грунта без добавок составил 48,6 %, что подтверждает его высокую набухаемость.

Результаты исследования предела текучести, предела раскатывания и индекса пластичности представлены на рис. 1. Графики демонстрируют положительное влияние добавления полипропиленовых волокон и извести на пластические свойства набухающего грунта. Анализ данных показал, что смесь извести и полипропиленового волокна существенно снижает предел текучести и увеличивает предел раскатывания, что приводит к уменьшению индекса пластичности. Наиболее эффективным оказалось сочетание 5 % извести и 0,35 % полипропиленового волокна (L5PF0,35), при котором индекс пластичности снизился на 82,92 % по сравнению с необработанным образцом.

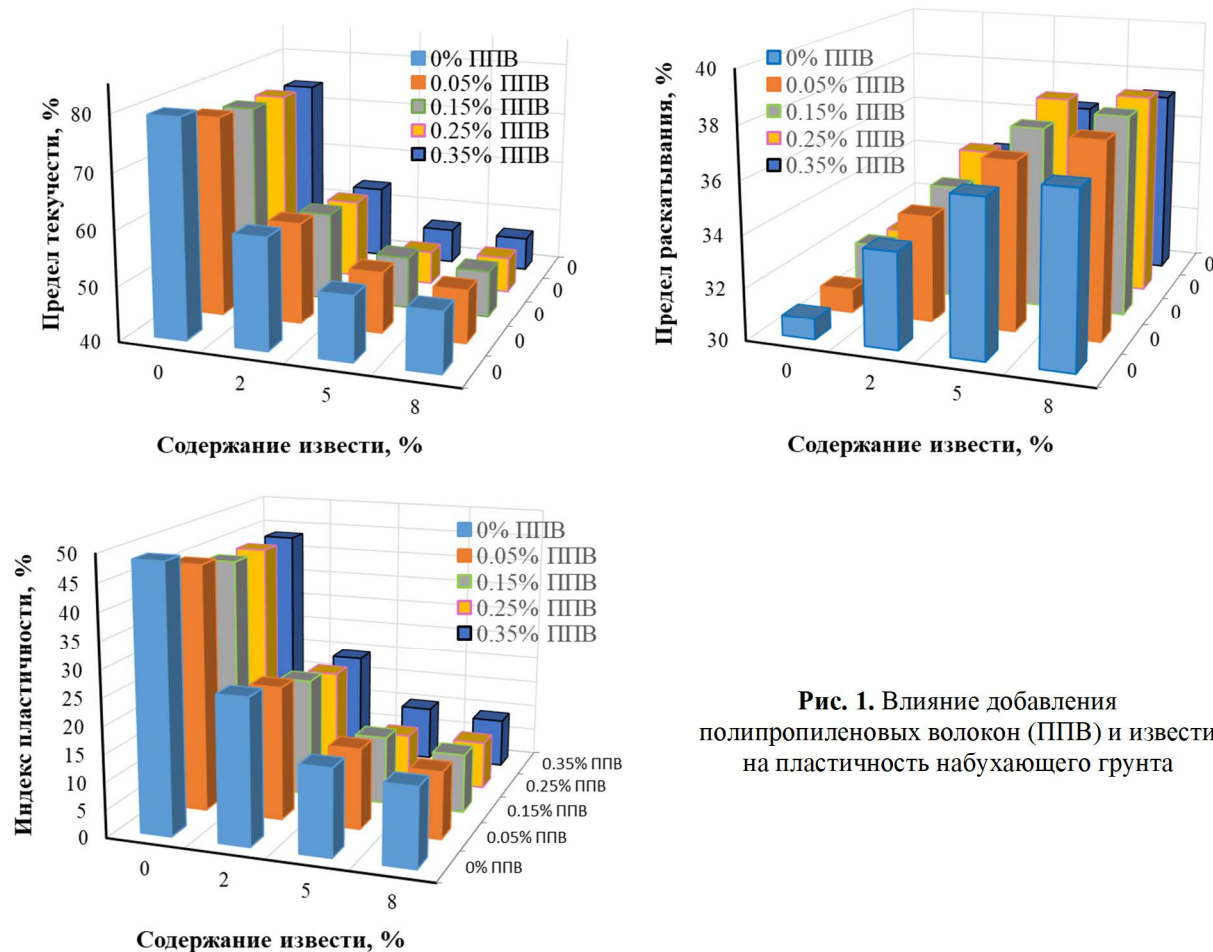


Рис. 1. Влияние добавления полипропиленовых волокон (ППВ) и извести на пластичность набухающего грунта

В табл. 3 представлены данные о влиянии времени отверждения на число пластичности различных смесей грунтов. Анализ данных выявил значительное влияние продолжительности отверждения на снижение пластичности известняковых грунтов, армированных полипропиленовыми волокнами. Например, для смеси L5PF0,35 индекс пластичности уменьшился на 22,86, 32,57, 48,00 и 52,57 % при увеличении времени отверждения до 7, 14, 21 и 28 дней соответственно по сравнению с показателем пластичности образца после 3-дневного отверждения.

Таблица 3

Влияние времени отверждения на пластичность различных комбинаций грунтов

Серия	Известь, %	Волокно, %	Комбинация добавок	Индекс пластичности PI, %, при времени отверждения, сут				
				3	7	14	21	28
1	0	0	L0PF0	48,6				
2	0	0,05	L0PF0,05	45,5				
3	0	0,15	L0PF0,15	43,5				
4	0	0,25	L0PF0,25	43,3				
5	0	0,35	L0PF0,35	42,4				
6	2	0	L2PF0	33,50	30,80	28,1	27,1	26,5
7	2	0,05	L2PF0,05	31,9	29,2	26,4	25,2	24,4
8	2	0,15	L2PF0,15	30,6	27,4	25,7	22,8	21,9
9	2	0,25	L2PF0,25	28,8	26,1	23,6	20,3	19,7
10	2	0,35	L2PF0,35	27,3	24,5	21,6	19,5	18,3
11	5	0	L5PF0	21,9	19,1	18,4	16,2	15,8
12	5	0,05	L5PF0,05	20,1	16,9	16,1	15,4	14,7

Окончание табл. 3

Серия	Известь, %	Волокно, %	Комбинация добавок	Индекс пластичности PI, %, при времени отверждения, сут				
				3	7	14	21	28
13	5	0,15	L5PF0,15	19,3	16,1	14,6	13,2	12,5
14	5	0,25	L5PF0,25	18,5	15,2	12,1	10,8	10
15	5	0,35	L5PF0,35	17,5	13,5	11,8	9,1	8,3
16	8	0	L8PF0	17,4	15,6	14,8	13,8	13,3
17	8	0,05	L8PF0,05	15,8	14,9	13,7	12,6	12,2
18	8	0,15	L0PF0	14,1	13,6	13,1	11,1	10,8
19	8	0,25	L0PF0,05	12,8	11,9	11,6	10,4	9,8
20	8	0,35	L0PF0,15	11,8	11,2	10,8	9,6	9,1

3.2. Относительная набухаемость и давление набухания. Результаты введения извести и полипропиленовых волокон отдельно представлены на рис. 2 и 3, а данные по смесям полипропиленового волокна и извести с различными периодами отверждения показаны на рис. 4.

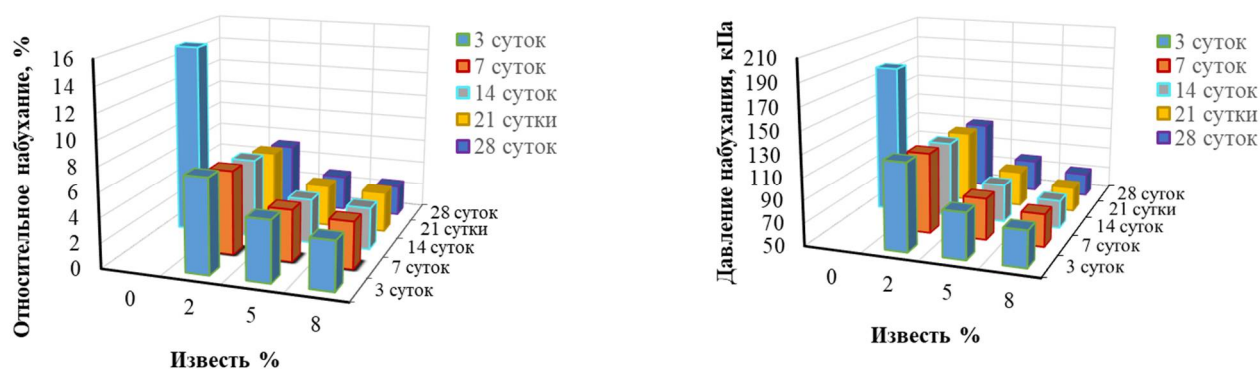


Рис. 2. Влияние добавления извести на набухаемость грунта

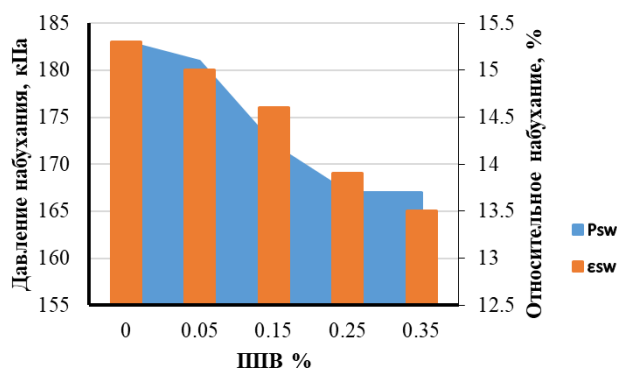


Рис. 3. Влияние добавления полипропиленовых волокон на набухаемость грунта

Исследование показало, что добавление извести в отдельности снижает давление набухания и относительное набухание грунта до 43,17 и 18,95 % соответственно от значений контрольного образца при концентрации 5 %. Дальнейшее увеличение содержания извести дает незначительное дополнительное снижение этих параметров.

Аналогично, добавление полипропиленовых волокон отдельно также приводит к уменьшению давления набухания и относительного набухания грунта с увеличением концентрации добавки. Например, при содержании 0,35 % полипропиленового волокна данные параметры снижаются до 90,16 и 89,54 % соответственно от значений неармированного образца.

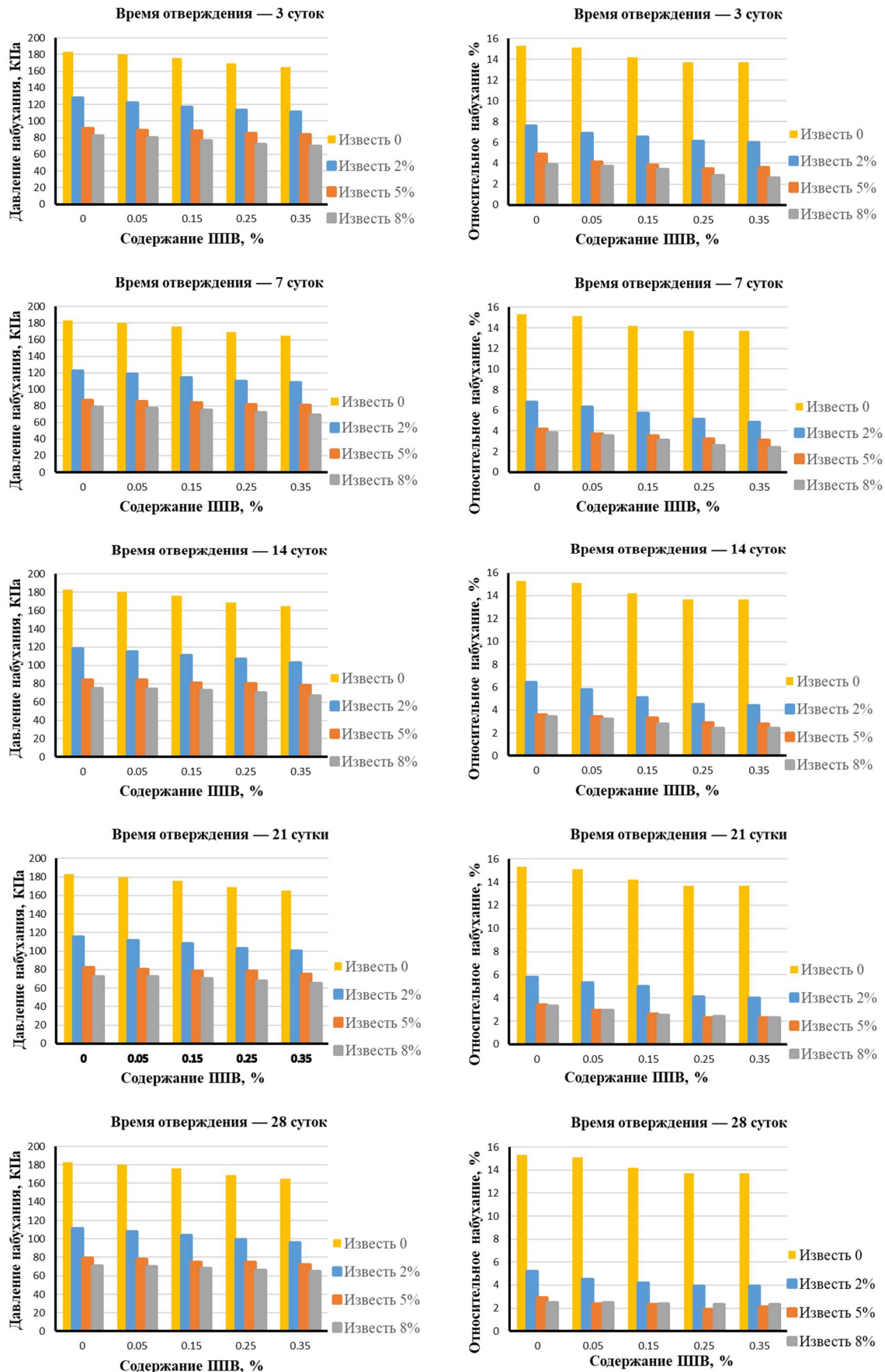


Рис. 4. Влияние добавок на относительную набухаемость и давление набухания грунта при разных периодах отверждения: ППВ – полипропиленовое волокно

Наилучшие результаты получены при использовании смеси (L5PF0,35), включающей 5 % извести и 0,35 % полипропиленового волокна. После отверждения в течение 28 дней давление набухания и относительное набухание уменьшаются до 39,34 и 13,72 % от соответствующих значений исходного образца.

Зависимость относительного набухания и давления набухания грунта от продолжительности отверждения представлена на рис. 5. Анализ данных показывает, что с увеличением времени отверждения оба параметра снижаются для всех исследуемых комбинаций.

Для наиболее эффективной комбинации добавок (L5PF0,35) при увеличении периода отверждения с 3 до 28 суток относительное набухание уменьшается с 23,52 до 13,72 %, а давление набухания – с 49,90 до 39,34 % от значений контрольного образца.

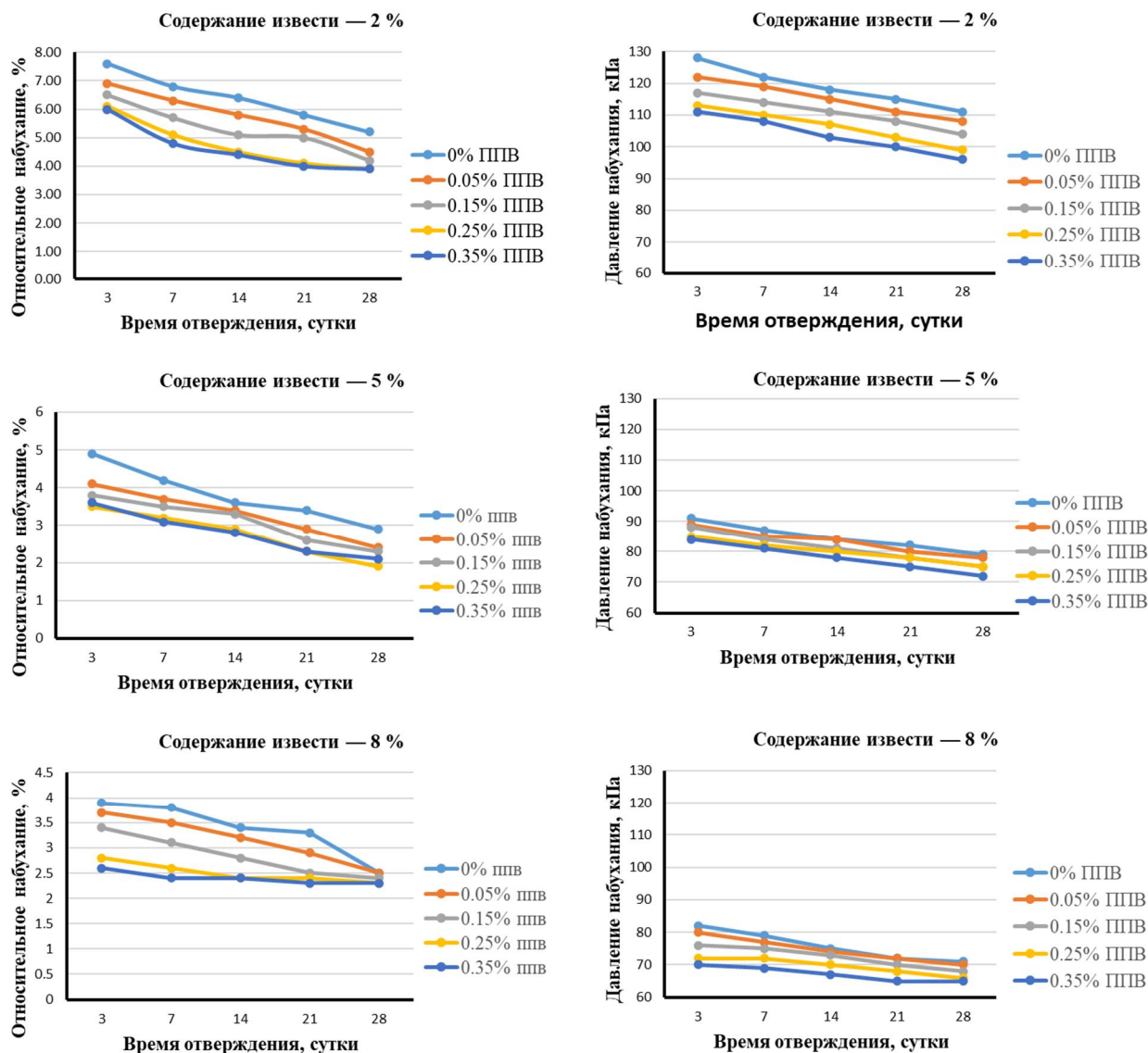


Рис. 5. Влияние времени отверждения на относительную набухаемость и давление набухаемости грунта: ППВ – полипропиленовое волокно

Выводы. В результате анализа данных, полученных в ходе экспериментов, направленных на изучение пластичности и набухаемости грунтов, было выявлено, что смесь извести и полипропиленового волокна способствует значительному снижению таких показателей, как индекс пластичности, относительное набухание и давление набухания. Кроме того,

было установлено, что увеличение времени отверждения смеси приводит к улучшению характеристик набухающего грунта, улучшению его пластичности и снижению относительного набухания и давления.

Эти результаты свидетельствуют о высокой эффективности использования добавок из извести и полипропиленовых волокон для укрепления набухающих грунтов при строительстве фундаментов зданий и сооружений в геологических условиях Сирии. Оптимальным оказалось сочетание 5 % извести и 0,35 % полипропиленовых волокон.

Библиографический список

1. Sakr M. A., Shahin M. A., Metwally Y. M. Utilization of lime for stabilization soft clay soil of high organic content // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2009. No. 27. P. 105e13.
2. Голли О. Р. Использование закономерностей набухания глинистых грунтов в строительстве // *Реконструкция городов и геотехническое строительство*. 2004. С. 131–141.
3. Сорочан Е. А., Ким М. С. Воздействие набухающего грунта на смещающуюся подпорную стенку // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1995. № 5. С. 14–17.
4. Сорочан Е. А., Ким М. С. Давление набухающего грунта на подпорные стенки // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1988. № 3. С. 9–11.
5. Mallela J., Harold Von Quintus P., Smith K. L. Consideration of lime-stabilized layers in mechanistic-empirical pavement design. Arlington, Virginia, USA: The National Lime Association, 2004.
6. Rogers C., Glendinning S. Modification of clay soils using lime. Ground Engineering. London, UK: Thomas Telford Limited, 1996. P. 99e114.
7. Bell F. G. Lime stabilization of clay soils // *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*. 1989. No. 39 (1). P. 167e74.
8. Bell F. G. Lime stabilization of clay minerals and soils // *Engineering Geology*. 1996. No. 42 (4). P. 223e37.
9. Kassim K. A., Chern K. K. Lime stabilized Malaysian cohesive soils // *Jurnal Kejuruteraan Awan*. 2004. No. 16 (1). P. 13e23.
10. Rao S. M., Shivananda P. Compressibility behavior of lime-stabilized clay // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2005. No. 23. P. 309e19.
11. Rao S. M. Identification and classification of expansive soils // *Expansive soils e recent advances in characterization and treatment*. London, UK: Taylor and Francis Group, 2006. P. 15e24.
12. Ghobadi M. H., Abdilor Y., Babazadeh R. Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters // *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 2014. No. 73 (2). P. 611e9.
13. Basma A. A., Tuncer E. R. Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays // *Transportation Research Record*. 1991. No. 1296. P. 54e61.
14. GEGMR. Official document No. 3207/T/9. General establishment of geology and mineral resources in Syria (GEGMR). 2007 (in Arabic).
15. GEGMR. A Guide for mineral resources in Syria. 2011 (in Arabic).
16. Машенко А. В., Пономарев А. Б. Анализ армирования фиброволокном на свойства глинистых грунтов в условиях сезонного промерзания и оттаивания // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета*. Сер.: Строительство и архитектура. 2016. Вып. 44 (63). Ч. 1. С. 40–50.
17. Науменко А. И. Использование фиброволокна для укрепления дорожных грунтов // *Материалы Междунар. науч.-техн. конф. «Состояние и перспективы развития лесного комплекса в странах СНГ»*, 2018. С. 20–24. <https://elib.belstu.by/handle/123456789/27598>.
18. Abed A. Numerical modeling of expansive soil behavior: PhD Thesis. Stuttgart, Germany: Universität Stuttgart, 2008.

19. Абед А. Влияние давления набухания на несущую способность набухающих грунтов: дис. магистра техн. наук / Университет Аль Баас, Сирия, 2018 (на арабском языке).
20. Аввад Л., Кондратьева Л. Н. Улучшение набухающих грунтов в геотехнических условиях Сирии с использованием известковых добавок и полипропиленовых волокон // Тр. V Междунар. науч.-практ. конф., посвященной 95-летию зарождения проектного дела в Республике Казахстан. Алматы: Проектная академия «KAZGOR», 2025. С. 83–88.
21. Ашрам Махмуд Нихад. Набухающие грунты как основания фундаментов зданий и сооружений в северо-восточных регионах Сирии: дис. ... канд. техн. наук, 2000. 160 с.
22. Коуса Исса. Фундаментостроение (3). Инженерно-строительный факультет, Университет Аль Баас, Сирия, 1997 (на арабском языке).
23. Махер Шауки Омар. Набухающие грунты и строительство на них (в условиях Сирийской Арабской Республики): дис. ... канд. техн. наук, 2002. 145 с.
24. Салим Б., Аль-Мансури А. Исследование характеристик набухающих грунтов в провинции Дерья (Сирия) // Вестник Дамасского университета. 2003. Т. 9, сер. № 2 (на арабском языке).
25. Al-Rawas A. A., Hago A. W., Al Lawati D., Al Battashi A. The Omani artificial pozzolans (Sarooj) // Cement and Concrete Aggregates. 2001. No. 32 (1). Pp. 19–26. DOI: 10.1520/CCA10521J.
26. Awwad L. The effect of lime additives on the improvement of swelling soils in geotechnical conditions of Syrian Arab Republic // Smart Geotechnics for Smart Societies. 2023. Pp. 758–763. DOI: 10.1201/9781003299127-101.
27. Awwad L., Rahme N., Awwad T. The rehabilitation of historic buildings – Case study Al-Thakana Al- Hamidieh in Syria // Proceedings of the Eighth Asian Young Geotechnical Engineering Conference (8 AYGEC). Astana, Kazakhstan, 2016. Pp. 297–302. CRC Press/Balkema, EID: 2-s2.0-85016209087.
28. Talal Awwad. Problems of Syrian Historical Monuments, Destroyed by Military Action: Diagnostics, Strengthening and Reconstruction // Proceedings of the Eighth Asian Young Geotechnical Engineering Conference (8 AYGEC). Astana, Kazakhstan, 2016. Pp. 21–27. CRC Press/Balkema Print EID: 2-s2.0-85016187092.
29. Holtz W. G., Gibbs H. J. Engineering Properties of Expansive Soils // Transactions of ASCE. 1956. No. 121. Pp. 641–679. Available at: <https://www.cfmssols.org/sites/default/files/Actes/199- 202.pdf>.
30. Peck R. B., Hanson W. E., Thornburn T. H. Foundation Engineering. Wiley New York, 1974.
31. O'Neill, Poormoayed. Methodology for Foundations on Expansive Clays // Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1980. Pp. 1345–1367.
32. Chen F. H. Foundations on Expansive Soils. 2nd Edition (Developments in Geotechnical Engineering). Elsevier, Amsterdam, 1988. 464 p.

References

1. Sakr M. A., Shahin M. A., Metwally Y. M. Utilization of lime for stabilization soft clay soil of high organic content // Geotechnical and Geological Engineering. 2009. No. 27. P. 105e13.
2. Golly O. R. Using the Laws of Clay Soil Swelling in Construction // Urban Reconstruction and Geotechnical Engineering. 2004. Pp. 131–141.
3. SoroChan E. A., Kim M. S. Impact of Swelling Soil on a Displacing Retaining Wall // Foundations, Foundations and Soil Mechanics. 1995. No. 5. Pp. 14–17.
4. SoroChan E. A., Kim M. S. Pressure of Swelling Soil on Retaining Walls. Foundations // Foundations and Soil Mechanics. 1988. No. 3. Pp. 9–11.

5. Mallela J., Harold Von Quintus P., Smith K. L. Consideration of lime-stabilized layers in mechanistic-empirical pavement design. Arlington, Virginia, USA: The National Lime Association, 2004.
6. Rogers C., Glendinning S. Modification of clay soils using lime. Ground Engineering. London, UK: Thomas Telford Limited; 1996. P. 99e114.
7. Bell F. G. Lime stabilization of clay soils // Bulletin of the International Association of Engineering Geology. 1989. Vol. 39 (1). P. 167e74.
8. Bell F. G. Lime stabilization of clay minerals and soils // Engineering Geology. 1996. No. 42 (4). P. 223e37.
9. Kassim K. A., Chern K. K. Lime stabilized Malaysian cohesive soils // Jurnal Kejuruteraan Awan. 2004. No. 16 (1). P. 13e23.
10. Rao S. M., Shivananda P. Compressibility behavior of lime-stabilized clay // Geotechnical and Geological Engineering. 2005. No. 23. P. 309e19.
11. Rao S. M. Identification and classification of expansive soils // Expansive soils e recent advances in characterization and treatment. London, UK: Taylor and Francis Group, 2006. P. 15e24.
12. Ghobadi M. H., Abdilor Y., Babazadeh R. Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters // Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 2014. No. 73 (2). P. 611e9.
13. Basma A. A., Tuncer E. R. Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays // Transportation Research Record. 1991. No. 1296. P. 54e61.
14. GEGMR. Official document No. 3207/T/9. General establishment of geology and mineral resources in Syria (GEGMR). 2007 (in Arabic).
15. GEGMR. A Guide for mineral resources in Syria. 2011 (in Arabic).
16. Mashchenko A. V., Ponomarev A. B. Analysis of Fiber Reinforcement on the Properties of Clayey Soils under Seasonal Freezing and Thawing Conditions // Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Construction and Architecture. 2016. Issue 44 (63). Part 1. Pp. 40–50 (in Russian).
17. Naumenko A. I. Use of Fiber to Strengthen Road Soils // Proceedings of the International Scientific and Technical Conference "State and Prospects of Development of the Forest Complex in the CIS Countries". 2018. Pp. 20–24 (in Russian). <https://elib.belstu.by/handle/123456789/27598>.
18. Abed A. Numerical modeling of expansive soil behavior: PhD Thesis. Stuttgart, Germany: Universität Stuttgart, 2008.
19. Abed A. Effect of swelling pressure on the bearing capacity of swelling soils. Diss. ... Master of Engineering Sciences, Al Baath University, Homs (Syria), 2003 (in Arabic).
20. Awwad L., Kondratyeva L. N. Improvement of expansive soil in geotechnical conditions of Syria by using lime and polypropylene fiber additives // Proceedings of V International Research and Practice Conference dedicated to the 95-th anniversary of the design business origin in the Republic of Kazakhstan. Almaty. 2025. Pp. 83–88.
21. Ashram Mahmoud Nihad. Swelling soils as foundations of buildings and structures in the north-eastern regions of Syria: Diss. ... of Candidate of Engineering Sciences, 2000. 160 p. (in Russian).
22. Kousa Issa. Foundation Engineering (3). Faculty of Civil Engineering. Al Baath University Press, Homs (Syria), 1997. 144 p. (in Arabic).
23. Maher Shawqi Omar. Swelling Soils and Construction on Them (in the Syrian Arab Republic): Diss. ... of Candidate of Engineering Sciences, 2002. 145 p. (in Russian).
24. Salim B, Al-Mansouri A. Study of the Characteristics of Swelling Soils in Daraa Province (Syria) // Damascus University Bulletin. 2003. Vol. 9. Series No.2. (in Arabic).
25. Al-Rawas A. A., Hago A. W., Al Lawati D., Al Battashi A. The Omani artificial pozzolans (Sarooj) // Cement and Concrete Aggregates. 2001. No. 32 (1). Pp. 19–26. DOI: 10.1520/CCA10521J.

26. Awwad L. The effect of lime additives on the improvement of swelling soils in geotechnical conditions of Syrian Arab Republic // *Smart Geotechnics for Smart Societies*. 2023. Pp. 758–763. DOI: 10.1201/9781003299127-101.
27. Awwad L., Rahme N., Awwad T. The rehabilitation of historic buildings – Case study Al-Thakana Al- Hamidieh in Syria // *Proceedings of the Eighth Asian Young Geotechnical Engineering Conference (8 AYGEC)*. Astana, Kazakhstan, 2016. Pp. 297–302. CRC Press/Balkema, EID: 2-s2.0-85016209087.
28. Talal Awwad. Problems of Syrian Historical Monuments, Destroyed by Military Action: Diagnostics, Strengthening and Reconstruction // *Proceedings of the Eighth Asian Young Geotechnical Engineering Conference (8 AYGEC)*. Astana, Kazakhstan, 2016. Pp. 21–27. CRC Press/Balkema Print EID: 2-s2.0-85016187092.
29. Holtz W. G., Gibbs H. J. Engineering Properties of Expansive Soils // *Transactions of ASCE*. 1956. No. 121. Pp. 641–679. Available at: <https://www.cfmssols.org/sites/default/files/Actes/199- 202.pdf>.
30. Peck R. B., Hanson W. E., Thornburn T. H. *Foundation Engineering*. Wiley New York, 1974.
31. O'Neill, Poormoayed. Methodology for Foundations on Expansive Clays // *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1980. Pp. 1345–1367.
32. Chen F. H. *Foundations on Expansive Soils*. 2nd Edition (Developments in Geotechnical Engineering). Elsevier, Amsterdam, 1988. 464 p.

IMPROVING OF SWELLING SOILS DURING THE CONSTRUCTION OF FOUNDATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES IN THE GEOLOGICAL CONDITIONS OF SYRIA

L. N. Kondratyeva ¹, L. Awwad ²

Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering ^{1, 2}
Russia, Saint-Petersburg

¹ Dr. of Technical Sciences, Professor of the Department of Geotechnics, tel.: +7(920)423-90-78, e-mail: kondratjevaln@yandex.ru

² PhD student of the Department of Geotechnics, tel.: +7(981)685-04-26, e-mail: lana.awwad@mail.ru

Problem statement. To investigate, through laboratory experiments, the effects of using polypropylene fibers and lime mixtures on the construction properties of swelling soil in the geological conditions of the Syrian Arab Republic.

Results. In the laboratory, 20 samples of clay soil were prepared from the Daraa region in southwestern Syria. Different combinations of local limestone and polypropylene fiber were added to each sample. All samples were stored under standard conditions in a curing box for 3, 7, 14, 21, and 28 days. This paper presents the results of the study on the plasticity and swelling properties of the soil after curing. The results show the effects of adding polypropylene fibers and lime on the plastic and swelling properties of soil. The paper also reveals the influence of different curing times on the plastic index and swelling properties of various soil mixtures.

Conclusions. Analysis of the experimental results on plasticity and swelling properties revealed that a mixture of lime and polypropylene fibers significantly reduces indices such as plasticity index, swelling strain, and swelling pressure. The most effective combination was 5 % lime with 0.35 % polypropylene fiber.

Key words: swelling soils; lime; polypropylene fiber; soil strength; stabilization, Syria.

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, доц.,
ответственный секретарь – Габриелян Грайр Егишеевич, канд. техн. наук, доц.

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.