



g-b-k.ru

ISSN 2949-1614 (Online)
ISSN 2949-1622 (Print)

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Scientific and Technical
Journal

3/15 2026

Железобетонные конструкции**2026 Том 15 № 3**

Научно-технический журнал

Издается с 2023 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77 – 83679 от 26 июля 2022 г.

выдано Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия

Учредитель: Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования

«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Периодичность: 4 выпуска в год.

Языки: русский, английский.

Научно-технический журнал «Железобетонные конструкции» знакомит читателей с актуальными проблемами и исследованиями в области создания и совершенствования рациональных типов железобетонных конструкций, методов их расчета, а также эксплуатации и конструкционной безопасности.

Девиз научно-технического журнала «Железобетонные конструкции»: «Живучесть без компромиссов!»**РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ****ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР***Тамразян А.Г.*, член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия**ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:***Акимов П.А.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ректор НИУ МГСУ, Москва, Россия*Тер-Мартirosян А.З.*, д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия*Дадаян Т.Л.*, д-р техн. наук, профессор, НУАСА, Ереван, Армения*Дуйнхэржав Я.*, д-р техн. наук, проф., Университет науки и технологий, Улан-Батор, Монголия*Ерофеев В.Т.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия*Кабанцев О.В.*, д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия*Каприелов С.С.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия*Келасев Н.Г.*, канд. техн. наук, АО «ЦНИИПромзданий», Москва, Россия*Колчунов В.И.*, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия*Крылов С.Б.*, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия*Люблинский В.А.*, канд. техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия*Маляня Л.Р.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ДГТУ, Ростов-на-Дону, Россия*Меркулов С.И.*, член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., КГУ, Курск, Россия*Морозов В.И.*, член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., СПбГАСУ, Санкт-Петербург, Россия*Селяев В.П.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия*Смоляго Г.А.*, д-р техн. наук, проф., БГТУ им. В.Г. Шухова*Траауш В.И.*, академик РААСН, д-р техн. наук, профессор, ЗАО «Горпроект», Москва, Россия*Федоров В.С.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, профессор, РУТ (МИИТ), Москва, Россия**ОТВЕТСТВЕННЫЙ СЕКРЕТАРЬ***Савин С.Ю.*, канд. техн. наук, доцент, НИУ МГСУ, Москва, Россия**СОДЕРЖАНИЕ***Тамразян А.Г.* Приветственное слово главного редактора 3**ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА***Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В.* Расчет несущей способности коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при сейсмическом воздействии 5*Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю.* Критерии особого предельного состояния ригелей железобетонных каркасов 15*Пекин Д.А.* Численное моделирование фрагментов плитных железобетонных конструкций в нелинейной постановке 24*Уткин Д.Г.* Проектирование и расчет усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений с использованием сталефибробетона 44*Шеин А.И., Быков А.Н., Ощепкова А.В.* Пространственные гидравлические системы для защиты железобетонных промышленных каркасов от сейсмических и техногенных воздействий 53**КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ
В СТРОИТЕЛЬСТВЕ***Амбарцумян С.А., Манукян А.В., Мкртычев О.В.* Вероятностное обоснование значений коэффициентов надежности при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей 67*Мацевич Т.А., Савин С.Ю., Шапошникова Ю.А., Манаенков И.К., Черник В.И.* Возможности использования искусственного интеллекта для расчета железобетонных конструкций 78**Редактор** Савин С.Ю.**Дизайн обложки:** Тамразян Г.А.**Компьютерная верстка:** Домарова Е.В.**Адрес редакции:**

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; тел. +7 (495) 287-49-14, доб. 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Подписано в печать 27.08.2026. Выход в свет 28.08.2026. Формат 70×108/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 8,92. Тираж 120 экз. Заказ № 248. Цена свободная.

Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Отпечатано в типографии Издательства МИСИ – МГСУ
Российская федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26, корп. 8. Тел.: (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.

Reinforced Concrete Structures*Zhelezobetonnyye konstruksii***2026 Vol. 15 Issue 3**

Scientific and Technical Journal

Published since 2023

Moscow State University of Civil Engineering

Media Registration Certificate of the Printed Edition No. FS 77 – 83679 dated 26 July 2022

Issued by the Federal Service for Supervision of Compliance with Legislation in the Field of Mass Communications and Heritage Protection

Published 4 issues per year.

Languages: Russian, English.

Scientific and technical journal “*Reinforced Concrete Structures*” introduces readers to current issues and research in the development and improvement of rational types of reinforced concrete structures, methods of their calculation, as well as operation and structural safety.

The motto of the scientific and technical journal “*Reinforced Concrete Structures*” (*Zhelezobetonnyye konstruksii*):

“Vulnerability without compromise!”

EDITORIAL BOARD**EDITOR-IN-CHIEF**

Ashot G. Tamrazyan, corresponding member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

Pavel A. Akimov, full member of RAACS, DSc, Prof., Rector of NRU MGSU, Moscow, Russia

Armen Z. Ter-Martirosyan, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Dadayan T.L., DSc, Prof., NUASA, Yerevan, Armenia

Duinherzhav Ya., DSc., Prof., University of Science and Technology, Ulaanbaatar, Mongolia

Erofeev V.T., full member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Oleg V. Kabantsev, DSc., Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Semen S. Kaprielov, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russia

Nikolay G. Kelasiev, Ph.D., JSC “TsNIIPromzdaniy”, Moscow, Russia

Vitaly I. Kolchunov, full member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Sergey B. Krylov, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russia

Valeriy A. Lyublinsky, Ph.D. tech. Sciences, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

Levon R. Mailyan, full member of RAACS, DSc., Prof., DSTU, Rostov-on-Don, Russia

Sergey I. Merkulov, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., KSU, Kursk, Russia

Valeriy I. Morozov, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., SPbGASU, St. Petersburg, Russia

Vladimir P. Selyaev, full member of RAACS, DSc, Prof., Mordovia State University named after N.P. Ogareva, Saransk, Russia

Gennadiy A. Smolyago, DSc., Prof., BSTU named after V.G. Shukhov

Vladimir I. Travush, full member of RAACS, DSc, Prof., CJSC “Gorproekt”, Moscow, Russia

Victor S. Fedorov, full member of RAACS, DSc., Prof., RUT (MIIT), Moscow, Russia

MANAGING EDITOR

Sergei Y. Savin, Ph.D., associate prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

CONTENTS

Tamrazyan A.G. Welcome speech of the Editor-in-Chief 3

THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE

Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Calculation of the Bearing Capacity of Corrosion-Damaged Compressed Reinforced Concrete Elements under Seismic Action..... 5

Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu. Criteria for the Special Limit State of Beams in Reinforced Concrete Frames..... 15

Pekin D.A. Numerical Modeling of Reinforced Concrete Slab Fragments in a Nonlinear Formulation 24

Utkin D.G. Design and Calculation of Reinforcement of Reinforced Concrete Structures of Buildings and Structures Using Steel Fiber Concrete 44

Shein A.I., Bykov A.N., Oshchepkova A.V. Spatial Hydraulic Systems for Protecting Reinforced Concrete Industrial Frames from Seismic and Technogenic Impacts..... 53

COMPUTER MODELLING IN CONSTRUCTION

Ambartsumyan S.A., Manukyan A.V., Mkrtichev O.V. Probabilistic Justification of the Values of Reliability Factors for the Design of Buildings and Structures Made of Large Reinforced Concrete Modules..... 67

Matseevich T.A., Savin S.Yu., Shaposhnikova Yu.A., Manaenkov I.K., Chernik V.I. Potential of Artificial Intelligence in the Analysis and Design of Reinforced Concrete Structures 78

Copy Editor: Sergei Yu. Savin

Cover Design: George A. Tamrazyan

Layout Designer: Ekaterina V. Domarova

Editorial Address:

Moscow State University of Civil Engineering

26 Yaroslavskoe highway, Moscow, 129337, Russian Federation, tel.: +7 (495) 287-49-14, additional 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Printing run 120 copies. Open price.

Moscow State University of Civil Engineering

26 Yaroslavskoe highway, Moscow, 129337, Russian Federation, tel.: +7 (495) 287-49-14, additional 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Printed at Publishing House MISI – MGSU

Building 8, 26 Yaroslavskoe highway, Moscow, Russian Federation, 129337, tel. (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.

© Moscow State University of Civil Engineering, 2026

Дорогие друзья, коллеги!

С глубоким уважением и чувством огромной гордости обращаюсь к вам в преддверии знаменательной даты — 100-летие кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» НИУ МГСУ.

2026 год для нас не просто календарное событие, а подведение итогов целой эпохи в развитии строительной науки и образования. Сто лет — это век мудрости, век открытий и век неустанного служения делу, которое мы все любим. Наша кафедра — это не просто учебное подразделение университета. Это живая легенда, прочный и долговечный, как и сам железобетон, фундамент, на котором строилась и продолжает строиться отечественная школа проектирования и расчета зданий и сооружений.

За эти 100 лет сменилось много ГОСТов, СНиПов, пришли компьютеры, ушли в прошлое кульманы. Но неизменными остаются преемственность поколений, верность профессии, постоянное совершенствование методов расчета железобетонных конструкций.

Я горжусь тем, что мне выпала честь возглавлять кафедру в юбилейный год.

Оглядываясь назад, мы видим плеяду выдающихся ученых, чьи имена золотыми буквами вписаны не только в историю МГСУ, но и в мировую строительную науку.

Основателем и первым заведующим кафедрой был профессор А.Ф. Лолейт. Именно он заложил те самые принципы расчета железобетонных конструкций по разрушающим усилиям, которые на десятилетия опередили разработки зарубежных коллег и до сих пор составляют основу наших знаний.

Мы помним П.Л. Пастернака, одного из создателей всемирно признанного метода расчета по предельным состояниям, В.Н. Байкова, чьи учебники воспитали не одно поколение инженеров.

Гордостью кафедры были В.И. Мурашев, П.Ф. Дроздов, Э.Е. Сигалов, Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев, В.О. Алмазов, В.И. Жарницкий, Н.Н. Складнев и другие ученые, разработавшие основы динамики сооружений, расчета многоэтажных зданий, теорию трещиностойкости, надежности, сейсмостойкости. Мы бережно храним их наследие и развиваем идеи, адаптируя к современным вызовам.

Сегодня кафедра не только история, а живой, динамично развивающийся организм. Это мы с вами сегодня. Это наши аспиранты, преподаватели, доценты и профессора, которые продолжают дело своих учителей.

В настоящее время на кафедре работают 55 преподавателей, в том числе 14 профессоров, докторов наук, академики, член-корреспонденты, советники РААСН и других академий, заслуженные деятели науки РФ, заслуженные и почетные строители РФ, лауреаты премий Правительства РФ в области науки и техники, заслуженные и почетные работники Высшего образования РФ, члены экспертного совета ВАК РФ по строительству и архитектуре, члены редколлегий и главные редакторы ведущих научно-технических журналов, члены диссертационных советов.



Мы являемся ведущей научной школой страны, и наши достижения говорят сами за себя. За последние 50 лет силами кафедры подготовлено более 210 кандидатов и 20 докторов наук, опубликовано более 5 тысяч научных статей.

Сегодня кафедра решает задачи, которые еще вчера казались невозможными: разработка методов расчета на прогрессирующее обрушение, оценка живучести зданий при аварийных ударных и высокотемпературных воздействиях, создание системы оценки надежности, рисков при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера и т.д.

Мы активно участвуем в работе передовых инженерных школ. Профессор А.Г. Тамразян является руководителем передовой инженерно-строительной школы (ПИСШ): «Разработка методов расчета строительных конструкций, зданий и сооружений на основе развития критериев особых предельных состояний, математического моделирования и оценки риска при различных сочетаниях сейсмических, аварийных, огневых нагрузок и средовых воздействий».

Наши студенты на 100 % востребованы на строительном рынке, а выпускники специалитета являются элитой строительного образования, проектирующей высотные, уникальные здания и сооружения.

Готовясь к юбилею, мы ставим перед собой амбициозные задачи. Мы готовим новый фундаментальный учебник по железобетонным конструкциям, который впитает в себя все современные инновационные подходы и многолетний опыт преподавания, став настоящей «иконкой железобетона». Эта работа станет логичным продолжением славной традиции кафедры, по учебникам и пособиям которой учились специалисты во всем мире. Мы также продолжим развивать наш научно-технический журнал «Железобетонные конструкции», стремясь вывести его на уровень высококвартальных изданий в системе ВАК.

Дорогие друзья! Столетие кафедры — это праздник всех, кто в разные годы сидел за студенческими партами, кто стоял у лабораторных стендов, кто писал диссертации, проектировал и возводил уникальные здания и сооружения. Это наша общая история и наше общее будущее.

Строительство кампуса мирового уровня на территории НИУ МГСУ открывает перед нами новые горизонты.

Не случайно девизом кафедры выбрана своя расшифровка аббревиатуры ЖБК — «Живучесть без компромиссов»! Обеспечивая прочность, надежность, долговечность и живучесть зданий и сооружений, мы обеспечиваем безопасность и живучесть всей страны.

Поздравляю всех с юбилеем! Желаю новых научных побед, талантливых студентов, крепкого здоровья и неиссякаемой энергии! Мы продолжим свой путь, уверенно глядя вперед, с верой в силу науки и преданностью своему делу!

**Главный редактор,
заведующий кафедрой
железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ,
доктор технических наук, профессор,
Заслуженный деятель науки РФ, член-корреспондент РААСН
А.Г. Тамразян**



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.5-14

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Расчет несущей способности коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при сейсмическом воздействии

А.Г. Тамразян*, М.В. Кудрявцев

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

* tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: сейсмостойкость, коррозия арматуры, железобетонные колонны, несущая способность, малоцикловое нагружение, гистерезис, численное моделирование, LS-DYNA

История статьи

Поступила в редакцию: 23.06.2026

Доработана: 28.06.2026

Принята к публикации: 30.06.2026

Для цитирования

Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В. Расчет несущей способности коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при сейсмическом воздействии // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 5–14.

Аннотация. Актуальность исследования обусловлена необходимостью оценки сейсмостойкости зданий с дефектами, вызванными коррозией арматуры, для предотвращения их разрушения при сейсмических воздействиях. Наиболее распространенным дефектом железобетонных конструкций являются коррозионные повреждения рабочей арматуры, которые не только снижают несущую способность, но и изменяют динамические характеристики конструкций. Цель работы — разработка методики расчета несущей способности коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при знакопеременном малоцикловом нагружении. В качестве материалов и методов использовались аналитический обзор, экспериментальные исследования образцов колонн с различной степенью коррозии арматуры, а также численное моделирование в программном комплексе LS-DYNA. Результаты включают разработанную методику расчета огибающей гистерезиса, экспериментальные данные по снижению прочности, жесткости и диссипативных свойств колонн, а также верификацию предложенного метода. Выводы подтверждают, что коррозия арматуры приводит к значительному снижению динамических и прочностных характеристик элементов, а предложенная методика позволяет с достаточной точностью оценивать их несущую способность при сейсмических воздействиях.

Calculation of the Bearing Capacity of Corrosion-Damaged Compressed Reinforced Concrete Elements under Seismic Action

A.G. Tamrazyan*, M.V. Kudryavtsev

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* tamrazian@mail.ru

Ашот Георгиевич Тамразян, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

Максим Владимирович Кудрявцев, кандидат технических наук, преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 2543-0639, E-mail: KudryavtsevMV@mgsu.ru

© Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Keywords: seismic resistance, reinforcement corrosion, reinforced concrete columns, bearing capacity, low-cycle loading, hysteresis, numerical simulation, LS-DYNA

Article history

Received: 23.06.2026

Revised: 28.06.2026

Accepted: 30.06.2026

For citation

Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V.
Calculation of the Bearing Capacity of Corrosion-Damaged Compressed Reinforced Concrete Elements under Seismic Action. *Reinforced concrete structures*. 2026; 3(15):5-14.

Abstract. The relevance of the study is due to the need to assess the seismic resistance of buildings with defects caused by reinforcement corrosion to prevent their destruction under seismic impacts. The most common defect in reinforced concrete structures is corrosion damage of the working reinforcement, which not only reduces the bearing capacity but also changes the dynamic characteristics of structures. The aim of the work is to develop a method for calculating the bearing capacity of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements under alternating low-cycle loading. Materials and methods include an analytical review, experimental studies of column samples with varying degrees of reinforcement corrosion, and numerical simulation in the LS-DYNA software package. The results include a developed method for calculating the hysteresis envelope, experimental data on the reduction of strength, stiffness, and dissipative properties of columns, as well as verification of the proposed method. The conclusions confirm that reinforcement corrosion leads to a significant decrease in the dynamic and strength characteristics of elements, and the proposed method makes it possible to assess their bearing capacity under seismic actions with sufficient accuracy.

ВВЕДЕНИЕ

Около четверти территории РФ относится к сейсмоопасным районам. Значительная доля эксплуатируемого здесь жилого и промышленного фонда проектировалась по нормам, предшествовавшим актуализированному районированию ОСП-2015, из-за чего расчетная сейсмическая нагрузка для таких объектов была занижена на 1–3 балла. К этому добавляется длительное агрессивное воздействие среды, вызывающее необратимую деградацию бетона и арматуры. В итоге совместное действие этих факторов создает реальные риски для несущей способности, долговечности и безопасной эксплуатации конструкций.

Среди многочисленных дефектов железобетона лидирующее место занимает коррозия рабочей арматуры. Она инициирует цепь взаимосвязанных процессов: рост коррозионных отложений сопровождается расклинивающим эффектом, разрушающим защитный бетон; параллельно сокращается поперечное сечение стержней; оголенные участки теряют сцепление по контакту с бетоном. В результате ухудшаются не только прочностные, но и динамические параметры — снижается жесткость, меняются частоты собственных колебаний, что напрямую влияет на сейсмический отклик [1]. Изменение динамических характеристик конструкций влияет на оценку сейсмостойкости зданий при расчете по акселерограммам на доминантные частоты колебаний.

Проблематика исследования заключается в отсутствии детального изучения напряженно-деформированного состояния сжатых железобетонных элементов, подверженных коррозии продольной рабочей арматуры, в условиях горизонтального сейсмического воздействия. Исследованиям работы железобетонных коррозионно-поврежденных элементов посвящены работы М.В. Берлинова, М.Н. Берлиновой, В.М. Бондаренко, В.И. Колчунова, Т.А. Мацевич, С.И. Меркулова, Д.С. Попова, А.А. Прокоповича, Г.А. Смоляго, А.Г. Тамразяна, Н.В. Федоровой и др. [2–13]. Изучением сейсмостойкости железобетонных конструкций занимались отечественные и зарубежные ученые Я.М. Айзенберг, А.В. Грановский, В.И. Жарницкий, О.В. Кабанцев, В.И. Колчунов, О.В. Мкртычев, А.Г. Тамразян, Хачиян и др. [14–21].

Ashot G. Tamrazyan, Corresponding Member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788; E-mail: Tamrazian@mail.ru

Maxim V. Kudryavtsev, Candidate of Technical Sciences (Ph.D.), Lecturer at the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2543-0639, E-mail: KudryavtsevMV@mgsu.ru

Анализ работ показывает, что существующие методики, как правило, ориентированы на статические или ударные нагрузки, либо не учитывают комплексное влияние коррозии на сцепление арматуры с бетоном и гибкость стержней при циклическом нагружении. Исходя из анализа экспериментальных и теоретических исследований отечественной и зарубежной литературы выявлена проблематика в отсутствии более детального изучения НДС сжатых железобетонных элементов, подверженных коррозии продольной рабочей арматуры в условиях горизонтального сейсмического воздействия.

Целью выполнения исследований является разработка методики расчета несущей способности коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при знакопеременном малоцикловом (типа сейсмических) нагружении.

МЕТОД

Для достижения поставленной цели был использован комплекс методов, включающий аналитический, экспериментальный и численный подходы.

Аналитический метод. Разработана методика расчета огибающей кривой гистерезиса внецентренно сжатой железобетонной колонны (рис. 1) [22, 23]. В основе метода лежит определение характерных стадий работы колонны: стадия трещинообразования, граница упругопластической работы, исчерпание пластического резерва и момент разрушения. Для каждого из этих этапов вычисляются не только силовые параметры (M_{cr} , M_y , M_{pl} , M_u), но и сопутствующие горизонтальные смещения вершины колонны (Δ_{cr} , Δ_y , Δ_{pl} , Δ_u), что позволяет построить полную кривую деформирования.

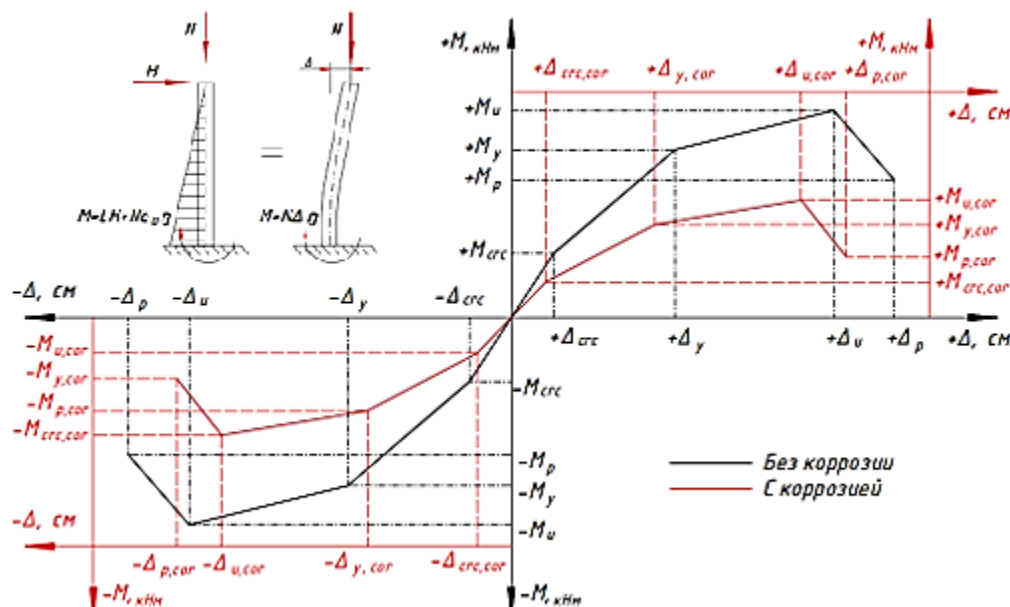


Рис. 1. Расчетная огибающая несущей способности колонны

Fig. 1. Design skeleton bearing capacity curve for column

Расчетная схема колонны представлена в виде консоли с жесткой заделкой в основании и действием горизонтальной силы и постоянной вертикальной нагрузки. При этом в расчет вводятся следующие уточнения и упрощения:

- эпюра деформаций нормального сечения принимается билинейной вследствие нарушения сцепления арматуры с бетоном и возможного проскальзывания стержня;
- высота сжатой зоны с учетом снижения сцепления коррозионно-поврежденной арматуры с бетоном принимается трапецевидной;
- для колонны, ограниченной поперечными хомутами, принята прочность ограниченного бетона;

- влияние геометрической нелинейности, вызванной продольным изгибом при действии осевой нагрузки, учитывается с помощью коэффициента η по нормативной методике;
- при определении момента трещинообразования не учитывается вклад бетона вокруг коррозионно-поврежденной арматуры;
- при определении пластического момента защитный слой бетона считается частично разрушенным, а усилие в сжатых оголенных арматурных стержнях определяется из условия устойчивости.

Предлагаемый алгоритм расчета огибающей гистерезиса базируется на последовательном определении четырех ключевых состояний колонны:

1. Момент образования трещины определяется по формуле:

$$M_{cr} = W_{pl}R_{bt} + Nr, \quad (1)$$

где W_{pl} — пластический момент сопротивления сечения; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; N — продольная сила; r — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки [1].

Момент трещинообразования определяется по расчетным сечениям с исключением из расчета бетона в зоне коррозионно-поврежденных стержней (рис. 2).

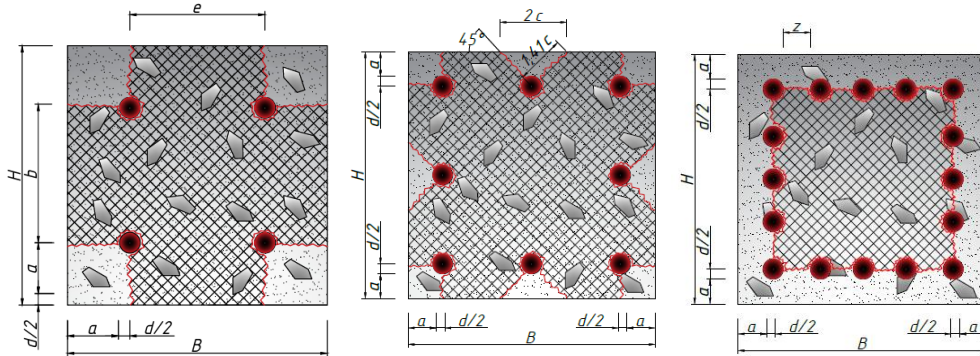


Рис. 2. Схемы к определению поперечного расчетного сечения
Fig. 2. Schemes determining design cross-section

2. Момент перехода из упругой работы в пластическую:

$$M_y = R_b e c \left(h_0 - \frac{c}{2} \right) + R_b (B - e) (x_\phi - c) \left((h_0 - a') - \frac{(x_\phi - c)}{2} \right) + \\ + R'_b e (x_\phi - c) \left((h_0 - a') - \frac{(x_\phi - c)}{2} \right) + v_s \varepsilon_{s,cor} E_{s,cor} A'_s \theta \left(\frac{\xi_m - c/h_0}{1 - \xi_m} \right) (h_0 - c). \quad (2)$$

Высота сжатой зоны определяется как:

$$x = \beta \chi m, \quad (3)$$

где переходный коэффициент β , учитывающий снижение сцепления бетона с арматурой, определяется по формуле:

$$\beta_0 = 1 - (1 - \beta)^2. \quad (4)$$

Для уточнения средней высоты сжатой зоны бетона используются коэффициенты, отвечающие за снижение сцепления арматуры с бетоном:

$$\alpha_{st} = \frac{\varepsilon_{st} E_{s,cor}}{\sigma_b}, \quad (5)$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{\tau_{cor} l_\tau}{d_{s,cor} E_s}, \quad (6)$$

$$k_s = \frac{l_\tau}{nl_{crc}}. \quad (7)$$

Параметр касательного сцепления коррозионной арматуры с бетоном τ_{cor} принимается по экспериментальным данным.

Для перехода от билинейной эпюры деформаций к традиционной для возможности расчета по методу предельных усилий используется коэффициент деформации сечения:

$$\theta = \frac{v_s \mu \alpha (1 - \xi_m)}{v_b \omega \beta (\xi_m^2) + n_s' k_s + v_s' \alpha \mu'}. \quad (8)$$

3. При определении предельного пластического момента M_{pl} сжатая арматура учитывается из условия потери устойчивости сжатого стержня, при расчетной длине, равной длине пластического шарнира. Усилие в сжатых арматурных стержнях определяется по критерию устойчивости Эйлера:

$$N_{cr} = n\pi^2 E_{sec} I / l^2. \quad (9)$$

Условие прочности имеет запись вида формулы (2) с заменой четвертого слагаемого на сумму усилий сжатых стержней по формуле (9).

4. Момент при полной потере несущей способности (M_u) определяется по эмпирическим зависимостям, выведенным на основе проведенных экспериментальных исследований:

$$M_u = (\gamma C^2 - \delta C + 0,8) M_{pl}; \quad (10)$$

$$M_u = (\gamma C^2 - \delta C + 0,8684) M_{pl}. \quad (11)$$

Формула (9) справедлива при уровне относительного осевого обжатия 0,3, а формула (11) при уровне обжатия 0,6. Значения в промежуточном диапазоне допускается определять интерполяцией. Параметры γ и δ — экспериментальные коэффициенты, определяемые по формулам (12) и (13):

$$\gamma = -0,0003 \left(\frac{N}{N_{ult}} \right) - 0,0003, \quad (12)$$

$$\delta = 0,0153 \left(\frac{N}{N_{ult}} \right) - 0,0086. \quad (13)$$

Экспериментальный метод. Были проведены испытания железобетонных колонн, подверженные ускоренной коррозии арматуры (рис. 3).

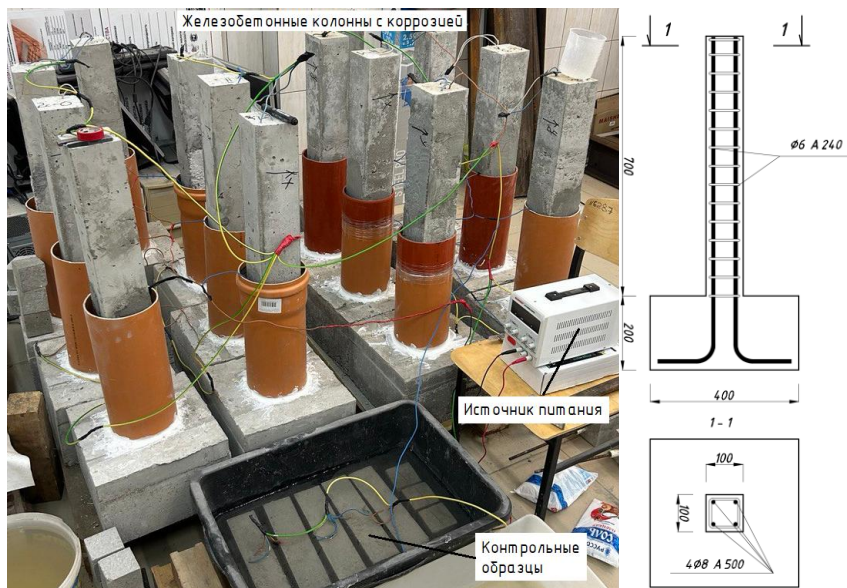


Рис. 3. Экспериментальные колонны
Fig. 3. Experimental specimens of columns

Циклические испытания образцов выполнялись по протоколу ACI 374.2R-13 [13], моделирующему сейсмический режим нагружения. Экспериментальный стенд был развернут в аккредитованной лаборатории НИИЭМ ЛИСМИиК при НИУ МГСУ. По итогам зафиксированы полные петли гистерезиса для каждой серии колонн, которые легли в основу верификации расчетных моделей (рис. 4) [22]. Серии образцов были разделены по факторам относительного продольного сжатия 0,3 и 0,6, а также проценту коррозионного повреждения арматуры – 0, 15 и 30 %, о чем свидетельствует маркировка образцов.

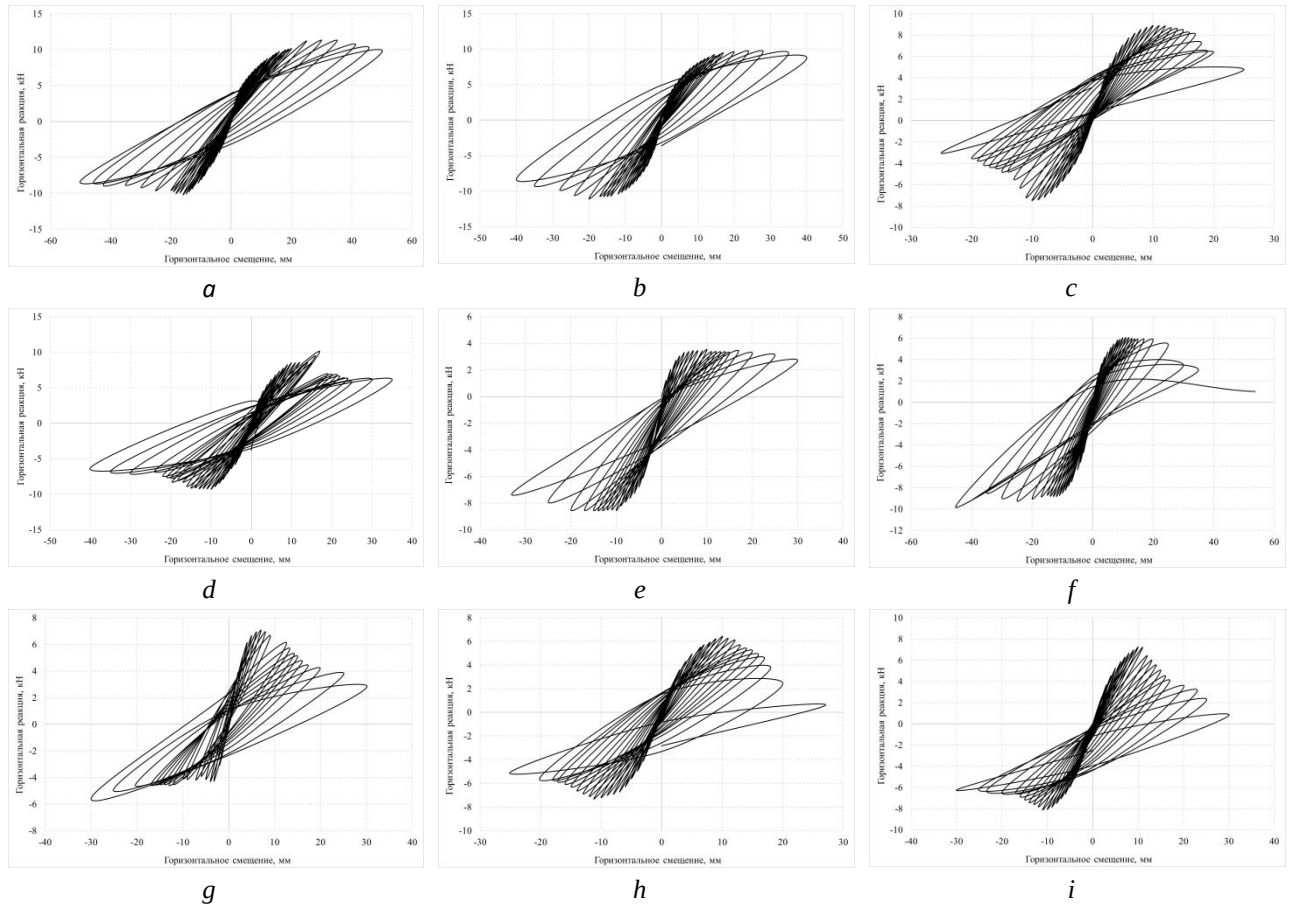


Рис. 4. Диаграммы гистерезиса экспериментальных колонн:

a — Ц-0,3-0; *b* — Ц-0,6-0; *c* — Ц-I-0,3-15; *d* — Ц-II-0,3-15; *e* — Ц-I-0,3-30;
f — Ц-II-0,3-30; *g* — Ц-I-0,6-30; *h* — Ц-II-0,6-30; *i* — Ц-I-0,6-15

Fig. 4. Hysteresis diagrams for experimental columns:

a — Ц-0.3-0; *b* — Ц-0.6-0; *c* — Ц-I-0.3-15; *d* — Ц-II-0.3-15; *e* — Ц-I-0.3-30;
f — Ц-II-0.3-30; *g* — Ц-I-0.6-30; *h* — Ц-II-0.6-30; *i* — Ц-I-0.6-15

На основании полученных графиков были определены такие параметры, как прочность колонн в характерных точках деформирования, пластичность колонн, начальная и текущие жесткости колонн, диссипация энергии на циклах деформирования и гистерезисное демпфирование, а также сведения о высоте образовавшегося пластического шарнира. По имеющимся экспериментальным данным была разработана аналитическая методика расчета коррозионно-поврежденных колонн.

Численное моделирование. Для верификации результатов экспериментов и уточнении аналитического метода при интерполяции и экстраполяции полученных зависимостей был использован программный комплекс LS-DYNA с реализацией нелинейной модели бетона Continuous Surface Cap Model (CSCM). Арматурные стержни замоделированы балочными конечными элементами (BEAM), а бетон — объемными (SOLID). Изменение диаметра коррози-

онной арматуры моделировалось уменьшением размера КЭ, а учет сцепления выполнялся через функцию «Constrained_Lagrange_In_Solid» [9]. Режим нагружения, прочностные характеристики материалов и геометрия колонн в программном комплексе LS-DYNA соответствовали параметрам экспериментальных образцов (рис. 5).

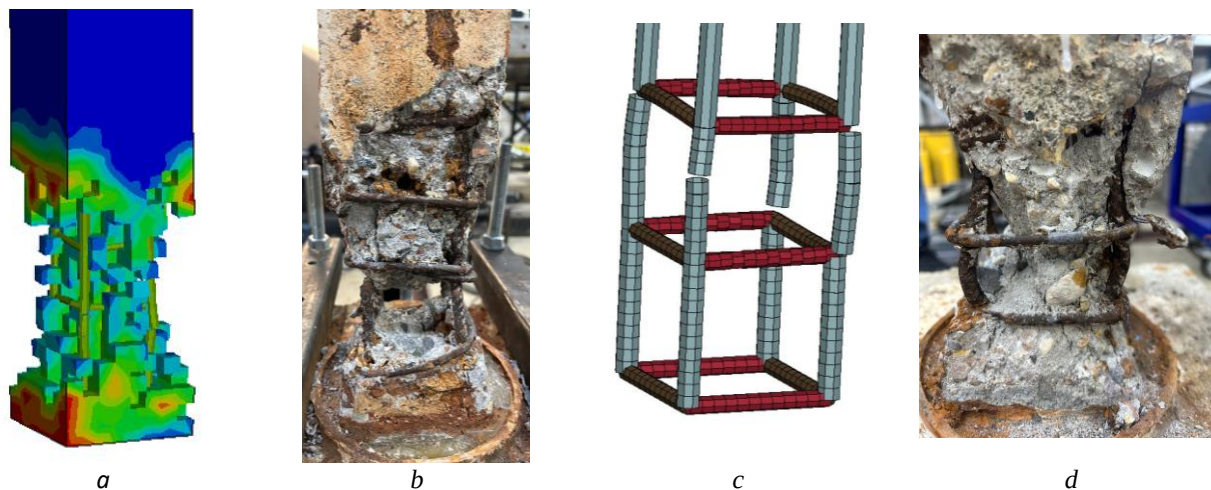


Рис. 5. Сравнение характера разрушения колонн:

a — расчет колонны в ПК LS-DYNA; *b* — разрушение колонны серии Ц-0,6-30; *c* — разрушение арматуры в ПК LS-DYNA; *d* — потеря устойчивости арматуры колонн серии Ц-0,3-30

Fig. 5. Comparison of the column failure patterns:

a — calculation using software LS-DYNA; *b* — failure of the column of series Ц-0.6-30; *c* — steel rebar fracture in numerical model by LS-DYNA; *d* — steel rebar buckling in the column of series Ц-0.3-30

Численное моделирование позволило уточнить зависимости (5–7) для учета параметров сцепления бетона с арматурой и подтвердило значительное влияние высоты пластического шарнира для определения расчетной высоты арматурного стержня при его потере устойчивости (14–15) в расчетах предельного пластического момента M_{pl} :

$$l_0 = l_{pl} \mu = \begin{cases} l_{pl} > S_w, & l = S_w, & \mu = 1 \\ l_{pl} \leq S_w, & l = l_p, & \mu = 0,7 \end{cases} \quad (14)$$

$$l_{pl} = \begin{cases} \text{неповрежденные колонны } (0,5-1)h; \\ \text{поврежденные колонны до 15\% } (1-1,5)h; \\ \text{поврежденные колонны до 30\% } (1,5-2)h. \end{cases} \quad (15)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

По результатам исследования были проведен сравнительный анализ полученной огибающей несущей способности при выполнении аналитического расчета, экспериментального исследования и численного моделирования (рис. 6).

По результатам сравнения предложенного аналитического метода расчета и экспериментальных данных погрешность аналитического расчета при определении момента в нормальном сечении составляет 5 %, а погрешность численной модели в ПК LS-DYNA при сопоставлении с экспериментальными данными по колоннам при определении горизонтальной реакции составляет 12 %. Сравнение результатов эксперимента с результатами численного и аналитиче-

ского расчета позволяет сделать вывод о корректности предложенного метода расчета коррозионно-поврежденных колонн при действии горизонтальных знакопеременных нагрузок, моделирующих сейсмическое воздействие.

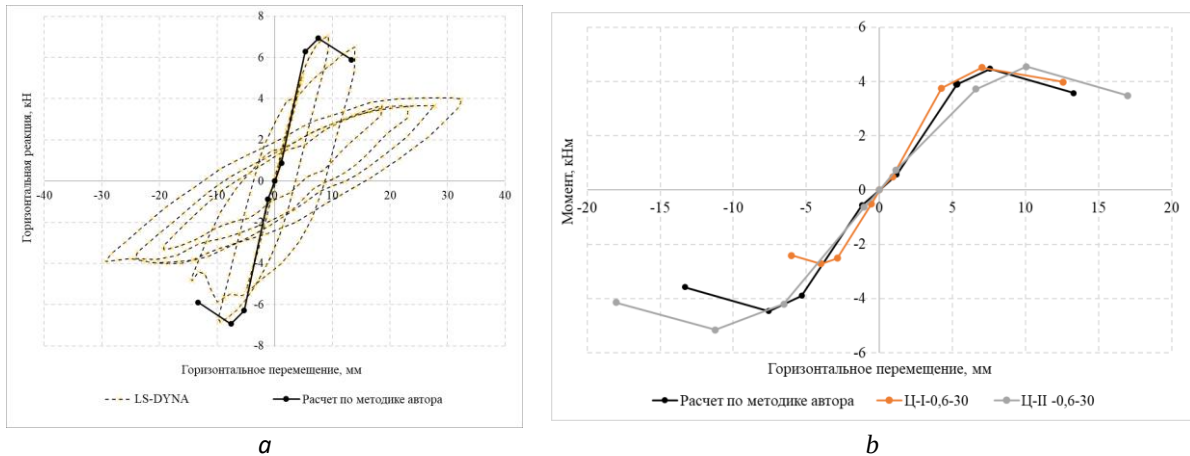


Рис. 6. Огибающие несущей способности:
 а — численный расчет; б — аналитический расчет
Fig. 6. Skeleton curve for bearing capacity:
 а — numerical modelling; б — analytical calculation

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенных экспериментальных, теоретических и численных исследований по определению несущей способности железобетонных колонн, подверженных коррозии арматурных стержней, при действии знакопеременных горизонтальных воздействий, имитирующих сейсмические, можно сделать следующие выводы.

Коррозионные повреждения рабочей арматуры приводят к существенной деградации жесткости железобетонных колонн ввиду изменения геометрии поперечного сечения.

Выявлено снижение пластичности арматуры (до 68 %) и прочности (до 12 %), что повышает риск хрупкого разрушения при сейсмических воздействиях.

Предложенная расчетная модель огибающей гистерезиса включает три ключевых фактора коррозионного повреждения: снижение сцепления, риск выпучивания сжатых стержней и снижение эффективной прочности бетона в ядре сечения. Сравнение с экспериментом показало, что погрешность не превышает 5 % по усилиям и 18 % по перемещениям, что подтверждает пригодность метода для инженерных приложений.

Проведенная верификация аналитической методики с помощью экспериментальных данных и численного моделирования в ПК LS-DYNA подтвердила ее достоверность и применимость для практических расчетов.

БЛАГОДАРНОСТИ

Соавтор статьи к.т.н. М.В. Кудрявцев выражает благодарность своему научному руководителю, д.т.н., профессору Ашоту Георгиевичу Тамразяну за ценные советы и указания, а также коллективу кафедры ЖБК НИУ МГСУ за оказанную поддержку и проведенные консультации. За профессиональную помощь и сотрудничество в проведении нестандартных, технически сложных испытаний выражаю благодарность директору НИИЭМ к.т.н. Александру Николаевичу Шувалову и коллективу лаборатории ЛИСМИиК.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В. Влияние коррозионных повреждений арматуры на динамическое состояние сжатых железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2025. № 2 (118). С. 81–93.
2. Берлинов М.В., Берлинова М.Н., Творогов А.В., Печкина Е.К. Учет коррозионных повреждений эксплуатируемых железобетонных конструкций в условиях трехосного напряженно-деформированного состояния // Строительство и архитектура. 2020. Т. 8. № 3. С. 40–46.
3. Берлинова М.Н. К расчету сжатых железобетонных колонн в случае одностороннего химкоррозионного повреждения // Системные технологии. 2023. № 3 (48). С. 42–47.
4. Бондаренко В.М., Творогова М.Н., Исаева Е.М. Практический расчет силового сопротивления сжатых железобетонных стержней, поврежденных коррозией // Вестник Отделения строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук. 2006. № 10. С. 52.
5. Мацевич Т.А., Андреев И.Ф. Конечно-элементная модель диффузии хлорида в предварительно напряженной корродированной арматуре железобетонных конструкций // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 11. С. 1462–1470.
6. Попов Д.С. Экспериментальные исследования динамических свойств коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов // Строительство и реконструкция. 2022. № 2. С. 55–64.
7. Савин С.Ю., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Несущая способность железобетонных внецентренно сжатых элементов каркасов зданий при коррозионных повреждениях в условиях особых воздействий // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 46–54.
8. Смоляго Г.А., Фролов Н.В. Современные подходы к расчету остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2019. № 6. С. 88–100.
9. Кудрявцев М.В. Численное моделирование коррозионно-поврежденных колонн при малоцикловом горизонтальном воздействии // Инженерный вестник Дона. 2025. № 6.
10. Прокопович А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкций с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном. Самара : НВФ «Сенсоры, Модули, Системы», 2000. 296 с.
11. Тамразян А.Г. Влияние перераспределения моментов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов при повреждении напрягаемой арматуры вследствие коррозии // Железобетонные конструкции. 2025. № 12 (4). С. 5–17.
12. Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В. Предпосылки расчета гистерезиса железобетонных колонн при сейсмическом воздействии // Актуальные вопросы техники, науки, технологии : сб. науч. тр. нац. конф. (Брянск, 13–15 февр. 2025 г.) / под общ. ред. Т.Э. Сергутиной. Брянск : БГИТУ, 2025. С. 463–466.
13. ACI 374.2R-13. Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads. Farmington Hills (MI) : American Concrete Institute, 2013. 22 p.
14. Айзенберг Я.М., Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Смирнов В.И., Трекин Н.Н. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом. М. : Изд-во Ассоциации строит. вузов, 2012. 264 с.
15. Жарницкий В.И., Алипур М.А. Сейсмостойкость железобетонных конструкций с учетом процесса развития повреждений // Вестник МГСУ. 2011. № 2-1. С. 110–115.
16. Кабанцев О.В., Умаров К.И. Особенности упругопластического деформирования рамносвязевых железобетонных каркасов при сейсмическом воздействии // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 18–28.
17. Колчунов В.И., Кореньков П.А., Фан Д.Г. Особое предельное состояние в железобетонных каркасах с узлами, усиленными косвенным армированием при аварийных воздействиях // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 11. С. 1462–1472.
18. Мкртычев О.В. Нелинейные динамические методы расчета при проектировании объектов для сейсмических районов // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 9. С. 36–41.
19. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 7. № 3. С. 3–11.
20. Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г. Методика получения динамической зависимости «восстанавливающая сила – перемещения» // Доклады Академии наук Армянской ССР. 1982. Т. 74. № 2. С. 72–77.
21. Tamrazyan A., Matseevich T. The criteria for assessing the safety of buildings with a reinforced concrete frame during an earthquake after a fire // Buildings. 2022. Т. 12. № 10. С. 1662.
22. Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В. Экспериментальное исследование поведения коррозионно-поврежденных колонн при знакопеременном малоцикловом нагружении // Системные технологии. 2025. № 1 (54). С. 5–15.
23. Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2024. № 3.

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Influence of corrosion damage of reinforcement on the dynamic state of compressed reinforced concrete structures. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2025; 2(118):81-93. (In Russian).
2. Berlinov M.V., Berlinova M.N., Tvorogov A.V., Pechkina E.K. Accounting for corrosion damage of operated reinforced concrete structures under triaxial stress-strain state conditions. *Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2020; 8(3):40-46. (In Russian).
3. Berlinova M.N. On the calculation of compressed reinforced concrete columns in the case of unilateral chemical corrosion damage. *Sistemnye tekhnologii*. 2023; 3(48):42-47. (In Russian).
4. Bondarenko V.M., Tvorogova M.N., Isaeva E.M. Practical calculation of the force resistance of compressed reinforced concrete rods damaged by corrosion. *Vestnik Otdeleniya stroitel'nykh nauk Rossiiskoi akademii arkhitektury i stroitel'nykh nauk*. 2006; 10:52. (In Russian).
5. Matseevich T.A., Andreev I.F. Finite element model of chloride diffusion in prestressed corroded reinforcement of reinforced concrete structures. *Vestnik MGSU*. 2022; 17(11):1462-1470. (In Russian).
6. Popov D.S. Experimental studies of the dynamic properties of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2022; 2:55-64. (In Russian).
7. Savin S.Yu., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Bearing capacity of reinforced concrete eccentrically compressed elements of building frames under corrosion damage under special actions. *Zhelezobetonnye konstruksii*. 2023; 1(1):46-54. (In Russian).
8. Smolyago G.A., Frolov N.V. Modern approaches to calculating the residual resource of bent reinforced concrete elements with corrosion damage. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*. 2019; 6:88-100. (In Russian).
9. Kudryavtsev M.V. Numerical modeling of corrosion-damaged columns under low-cycle horizontal loading. *Inzhenernyi vestnik Dona*. 2025; 6. (In Russian).
10. Prokopovich A.A. *Flexural resistance of reinforced concrete structures with various conditions of bond between longitudinal reinforcement and concrete*. Samara, NVF "Sensory, Moduli, Sistemy", 2000; 296. (In Russian).
11. Tamrazyan A.G. Influence of moment redistribution on the bearing capacity of bent reinforced concrete elements under damage of prestressed reinforcement due to corrosion. *Zhelezobetonnye konstruksii*. 2025; 12(4):5-17. (In Russian).
12. Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Prerequisites for calculating the hysteresis of reinforced concrete columns under seismic action. *Issues of Engineering, Science, Technology : collection of scientific papers of the national conference (Bryansk, February 13–15, 2025)*. Ed. by T.E. Sergutina. Bryansk, BGITU, 2025; 463-466. (In Russian).
13. ACI 374.2R-13. Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads. Farmington Hills (MI), American Concrete Institute, 2013; 22.
14. Aizenberg Ya.M., Kodysh E.N., Nikitin I.K., Smirnov V.I., Trekin N.N. *Earthquake-resistant multi-storey buildings with reinforced concrete frame*. Moscow, Publishing House of the Association of Construction Universities, 2012; 264. (In Russian).
15. Zharnitsky V.I., Alipur M.A. Seismic resistance of reinforced concrete structures considering the process of damage development. *Vestnik MGSU*. 2011; 2-1:110-115. (In Russian).
16. Kabantsev O.V., Umarov K.I. Features of elastic-plastic deformation of frame-braced reinforced concrete frames under seismic action. *Seismostoikeye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii*. 2020; 1:18-28. (In Russian).
17. Kolchunov V.I., Korenkov P.A., Fan D.G. Special limit state in reinforced concrete frames with joints reinforced by indirect reinforcement under accidental loads. *Vestnik MGSU*. 2021; 16(11):1462-1472. (In Russian).
18. Mkrtichev O.V. Nonlinear dynamic methods of calculation in the design of facilities for seismic regions. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2022; 9:36-41. (In Russian).
19. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Assessment of the damage degree of buildings during earthquakes by statistical modeling method. *Zhelezobetonnye konstruksii*. 2024; 7(3):3-11. (In Russian).
20. Khachiyan E.E., Melkumyan M.G. Methodology for obtaining the dynamic dependence "restoring force – displacement". *Doklady Akademii nauk Armyanskoi SSR*. 1982; 74(2):72-77. (In Russian).
21. Tamrazyan A., Matseevich T. The criteria for assessing the safety of buildings with a reinforced concrete frame during an earthquake after a fire. *Buildings*. 2022; 12(10):1662.
22. Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Experimental study of the behavior of corrosion-damaged columns under alternating low-cycle loading. *Sistemnye tekhnologii*. 2025; 1(54):5-15. (In Russian).
23. Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksii i sooruzhenii*. 2024; 3.



УДК 624.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.15-23

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Критерии особого предельного состояния ригелей железобетонных каркасов

В.И. Колчунов, Н.В. Федорова, С.Ю. Савин**Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*

* suwin@yandex.ru

Ключевые слова: железобетонный каркас, ригель, критерии особого предельного состояния, непропорциональное обрушение, параметры конструирования

История статьи

Поступила в редакцию: 07.06.2026

Доработана: 19.06.2026

Принята к публикации: 26.06.2026

Для цитирования

Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю. Критерии особого предельного состояния ригелей железобетонных каркасов // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 15–23.

Аннотация. Рассматриваются характерные фрагменты железобетонных каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения. Для оценки их сопротивления в запредельных состояниях предложена аналитическая расчетная модель. В качестве основы для валидации рассмотренной расчетной модели сопротивления приняты результаты 22 испытаний характерных фрагментов монолитных и сборных каркасов зданий, представленные в работах различных исследователей. С использованием предложенной аналитической модели выполнено параметрическое исследование влияния на сопротивление в запредельных состояниях следующих факторов: отношение высоты поперечного сечения ригелей к пролету, отношение рабочей высоты сечения к полной высоте.

Criteria for the Special Limit State of Beams in Reinforced Concrete Frames

V.I. Kolchunov, N.V. Fedorova, S.Yu. Savin**Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*

* suwin@yandex.ru

Виталий Иванович Колчунов, академик РААСН, профессор, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4512-6499, ScopusID: 55534147800, ResearcherID: J-9152-2013, ORCID: 0000-0001-5290-3429, E-mail: asiorel@mail.ru

Наталья Витальевна Федорова, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой архитектурно-строительного проектирования, директор филиала НИУ МГСУ в г. Мытищи, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 3365-8320, Scopus: 57196437054, ResearcherID: O-8119-2015, ORCID: 0000-0002-5392-9150, E-mail: fedorovanv@mgsu.ru

Сергей Юрьевич Савин, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388, E-mail: suwin@yandex.ru

© Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Keywords: reinforced concrete frame, beam, special limit state criteria, disproportionate collapse, design parameters

Article history

Received: 07.06.2026

Revised: 19.06.2026

Accepted: 26.06.2026

For citation

Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu. Criteria for the Special Limit State of Beams in Reinforced Concrete Frames. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 3(15):15-23.

Abstract. Substructures of reinforced concrete building frames in a zone of potential local collapse are considered. To assess their resistance in special limit states, an analytical calculation model is proposed. The validation of the presented computational resistance model is based on the results of 22 tests of typical substructures of monolithic and precast building frames, as reported in the works of various researchers. Using the proposed analytical model, a parametric study was performed on the influence of the following factors on the resistance in special limit states: the ratio of the beam cross-sectional height to the span, and the ratio of the effective section depth to the total depth.

ВВЕДЕНИЕ

Обеспечение механической безопасности зданий в аварийных расчетных ситуациях, вызванных локальным разрушением одного из несущих элементов, является одной из ключевых задач современного проектирования в связи с ростом случаев аварийных воздействий. Развитие прогрессирующего (непропорционального) обрушения может привести к катастрофическим социальным, экономическим и экологическим последствиям, что делает актуальным совершенствование методов расчета и нормирования для подобных сценариев. Наиболее рациональный путь повышения живучести конструктивных систем [1–3] связан с разработкой уточненных расчетных моделей и обоснованных критериев особого предельного состояния, которые должны адекватно отражать поведение поврежденных железобетонных каркасов на этапе развития в нем значительных деформаций.

Обеспечение защиты от прогрессирующего обрушения наиболее рациональными методами требует разработки и совершенствования как расчетных моделей, так и критериев особого предельного состояния, которые должны учитывать большие деформации конструкций поврежденных железобетонных каркасов зданий [4]. В этом случае возникает необходимость выполнения расчета по деформируемой схеме ригелей железобетонных каркасов зданий, для которых традиционно в нормах проектирования и проектных расчетах для первой группы предельных состояний принимается допущение о том, что деформации малы по сравнению с размерами поперечного сечения. Это позволяет свести процесс расчетного обоснования к подбору и проверке параметров для набора наиболее напряженных сечений. Однако случаи внезапных изменений расчетной схемы сооружения вследствие аварийного воздействия делают такой подход экономически затратным. В связи с этим нормы проектирования [5] отмечают возможность учета работы конструкций после превышения расчетных критериев первой группы предельных состояний.

Vitaly I. Kolchunov, Full Member of RAACS, Professor, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4512-6499, ScopusID: 55534147800, ResearcherID: J-9152-2013, ORCID: 0000-0001-5290-3429; E-mail: asiorel@mail.ru.

Natalia V. Fedorova, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Architectural and Construction Design, Director of the branch of Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU) in Mytishchi, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3365-8320, Scopus: 57196437054, ResearcherID: O-8119-2015, ORCID: 0000-0002-5392-9150, E-mail: fedorovaNV@mgsu.ru

Sergei Yu. Savin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, eLIBRARY SPIN-code: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388; E-mail: suwin@yandex.ru

Однако поведение железобетонных каркасов в этой области деформаций пока мало исследовано и требует уточнения критериев оценки особого предельного состояния конструкций с учетом перераспределения нагрузок и эффективного включения в работу всего каркаса. В качестве шага в этом направлении можно отметить появившиеся в СП 385.132580.2018 «Защита зданий и сооружений. Правила проектирования. Основные положения» предельные относительные прогибы изгибаемых элементов — $1/30$ пролета для элементов, армированных стержнями с физическим пределом текучести и $1/50$ для элементов с высокопрочной арматурой (преднапряженные конструкции).

Данные значения опираются на результаты экспериментальных исследований и приняты с некоторой осторожностью. При этом известна группа экспериментальных исследований [6–15], в которых получены значения относительного прогиба $1/10$ пролета и более. С другой стороны, в ряде испытаний происходил обрыв арматуры без развития сопротивления по типу висячей системы (цепная стадия). Особенностью данных критериальных границ является еще и то, что они не учитывают соотношение размеров пролетов ригелей каркаса, прилегающих к участку начального локального разрушения. Таким образом, одному и тому же относительному прогибу ригеля над местом начального локального разрушения будут соответствовать различные хордовые углы поворота в пластических шарнирах в зависимости от соотношения пролетов ригелей. В зарубежных нормативных документах, в частности новой редакции UFC-4-023-03-2009 “Design of Buildings To Resist Progressive Collapse”, изменение № 4, приводятся предельные значения хордовых углов поворота в пластических шарнирах. Эти значения заимствованы из сейсмических норм, т.е. изначально были ориентированы на другие расчетные ситуации и допустимую степень повреждения конструкций. Поэтому существует необходимость в более детальном анализе критериев особого предельного состояния ригелей железобетонных каркасов зданий в аварийной расчетной ситуации с учетом влияния различных параметров конструирования и дополнительных резервов сопротивления, которые проявляются в составе каркасов зданий.

В связи с этим целью исследования являлись оценка деформационных критериев особого предельного состояния характерных фрагментов железобетонных каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения и выявление закономерностей их изменения при различных параметрах конструирования.

МЕТОД

Рассмотрим характерный фрагмент железобетонного каркаса здания в зоне возможного локального разрушения (рис. 1).

Предельная нагрузка и прогиб при балочной стадии сопротивления определяются из условий [1]:

$$P_{FA} = \frac{2(M_{lef} + M_{rig})}{l} - ql, \quad (1)$$

$$z_{FA} = \int_0^l \left(\frac{1}{r} \right) \left(\frac{l}{2} - x \right) dx. \quad (2)$$

Предельная нагрузка и прогиб при арочной стадии сопротивления определяются из условий [1]:

$$P_{CAA} = \frac{2(M_{lef} + M_{rig})}{l} - ql - N(z) z_{CAA}, \quad (3)$$

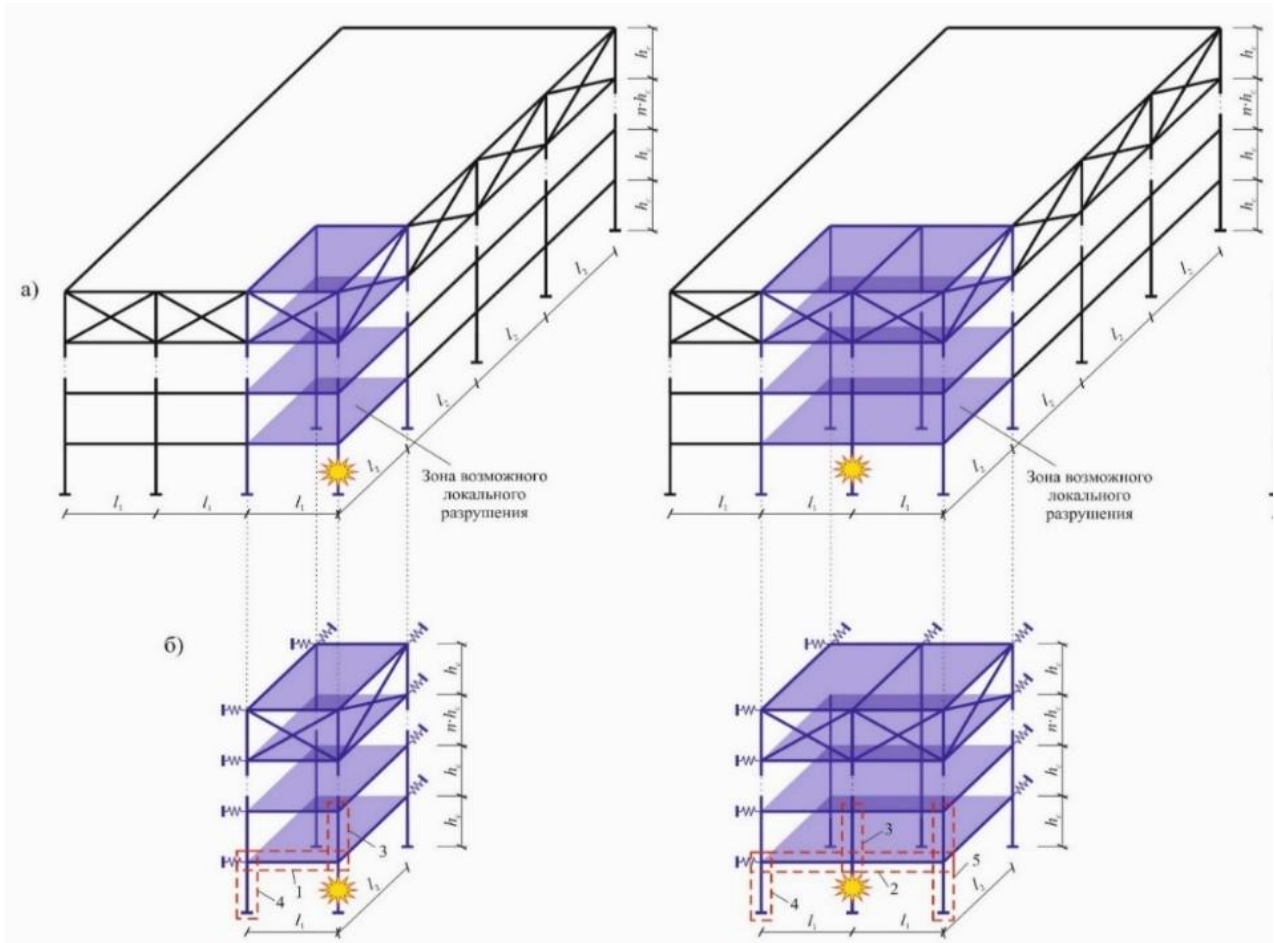


Рис. 1. К многоуровневому анализу деформирования железобетонных рамных каркасов зданий в аварийной ситуации: *a* — примеры расчетных схем первого уровня; *b* — расчетные схемы второго уровня

Fig. 1. Multi-level analysis procedure for assessing structural robustness of reinforced concrete frame: *a* — first-level design models; *b* — second-level design models

где Z_{CAA} равно минимальному значению прогиба z , при котором $P(z)$ достигает экстремума, т.е. выполняется условие [1]:

$$\frac{dP}{dz} = 0 \Rightarrow z_{CAA}. \quad (4)$$

Тогда угол поворота в пластическом шарнире для арочной стадии сопротивления:

$$\theta_{pra,CAA} = \frac{z_{CAA}}{l} - \theta_y. \quad (5)$$

В момент перехода к цепной стадии работы, принимая в первом приближении $z_{CAA,ult} = h$, получим [1]:

$$P_{Tr} = h \left(\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}{l_1 - \Delta_{x1}} + \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}{l_2 - \Delta_{x2}} \right). \quad (6)$$

где l_1 и l_2 — расчетные пролеты ригелей слева и справа от удаляемого вертикального элемента; Δ_{x1} , Δ_{x2} — смещение опорных сечений ригелей в результате действия распора.

Отсюда предельный угол поворота в пластическом шарнире $\theta_{pra,Tr}$:

$$\theta_{pra,Tr} = \frac{h}{l} - \theta_y, \quad (7)$$

где прогиб ригеля в переходной стадии $Z_{Tr} = h$.

Предельная нагрузка P_{TCA} вычисляется по формулам (23), подставляя Z_{TCA} вместо h и изменяя знак опорных смещений [1]:

$$P_{TCA} = z_{TCA} \left(\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}{l_1 - \Delta_{x1}} + \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}{l_2 - \Delta_{x2}} \right). \quad (8)$$

Угол поворота в пластическом шарнире при цепной стадии работы ригеля:

$$\theta_{pra,Tr} = \frac{Z_{TCA}}{l} - \theta_y. \quad (9)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Сопоставление результатов экспериментальных и расчетных данных приведено на рис. 2. И в отношении предельных нагрузок и прогибов характерного фрагмента каркаса в зоне возможного локального разрушения получены коэффициенты детерминации 0,941 и 0,931 соответственно, что свидетельствует об удовлетворительной точности предложенной аналитической модели.

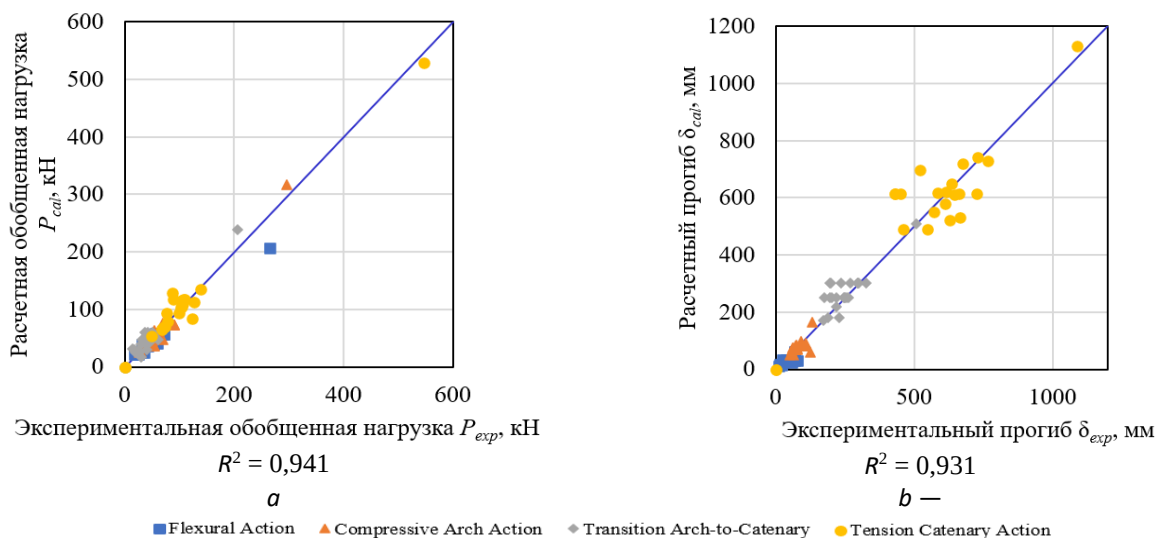


Рис. 2. Результаты сопоставления экспериментальных и расчетных значений:

a — предельной обобщенной нагрузки; b — предельных прогибов для стадий работы конструкций в запредельных состояниях

Fig. 2. Comparison of experimental data and calculation results by proposed analytical model:

a — ultimate load for corresponding performance stages; b — ultimate deformations for corresponding performance stages

На рис. 3 приводятся предельные углы поворота в пластическом шарнире для различных стадий сопротивления рассматриваемых характерных фрагментов каркасов в зоне возможного локального разрушения при варьировании пролета ригелей. При этом для принятых параметров армирования и сцепления арматуры с бетоном деформационная способность ригелей по мере увеличения отношения высоты поперечного сечения ригеля к пролету h/l возрастает с 0,008 до 0,027 на арочной стадии сопротивления; с 0,028 до 0,118 в переходной стадии; и с до

0,13 до 0,21 при цепной стадии сопротивления. Для сравнения, UFC-4-023-03-2009, Изменение № 4 [2] приводит для сечений, в которых площадь сжатой арматуры превышает площадь растянутой арматуры, следующие значения углов поворота в пластическом шарнире. Для изгибной и арочной стадий сопротивления при наличии дополнительных конструктивных мероприятий по улучшению сцепления арматуры с бетоном в пределах длины пластического шарнира (например, установка арматуры с шагом $\leq 0,3 h_0$) от 0,05 до 0,063 рад. Для переходного состояния (максимальная деформационная способность на арочной стадии сопротивления) — от 0,08 до 0,1 рад. При отсутствии дополнительных конструктивных мероприятий — от 0,025 до 0,05 для изгибной и арочной стадий сопротивления и от 0,03 до 0,08 для переходной стадии работы соответственно.

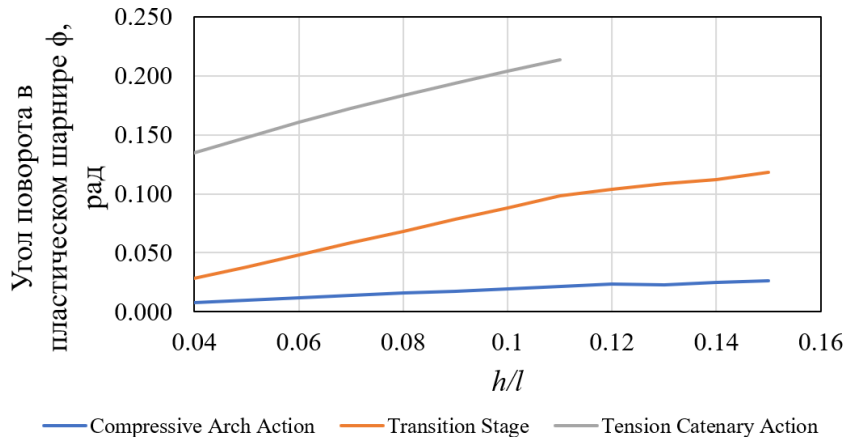


Рис. 3. Предельные углы поворота в пластическом шарнире при варьировании пролета ригелей
Fig. 3. Plastic hinge rotation angles for various span of a girder

Для оценки влияния расположения стержней продольной арматуры по высоте сечения на параметры стадий сопротивления в запредельных состояниях варьировалось отношение рабочей высоты сечения ригелей к полной высоте сечения от 0,5 до 0,9 h с шагом 0,05 h . Диаграммы деформирования характерных фрагментов каркаса и предельные углы поворота в пластических шарнирах на различных стадиях сопротивления приведены на рис. 4 и 5 соответственно.

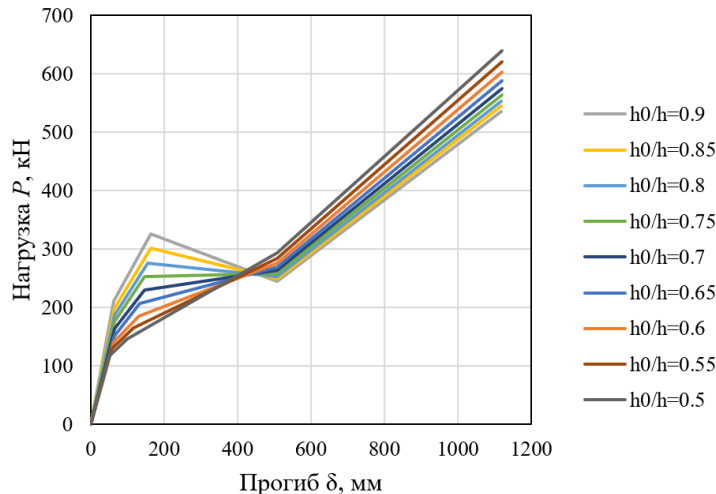


Рис. 4. Диаграммы деформирования характерных фрагментов каркасов в зоне возможного локального разрушения при варьировании отношения рабочей высоты к полной высоте сечения ригеля
Fig. 4. Load – Displacement diagrams for midspan joints at various effective to total depth ratio

Из графиков на рис. 4 видно, что уменьшение отношения рабочей высоты к полной высоте сечения ригеля до $h_0/h = 0,5$ приводит к существенному снижению максимальной несущей способности на изгибной и арочной стадиях сопротивления, однако на цепной стадии сопротивления, напротив, несущая способность возрастает на 19 % по сравнению с несущей способностью при $h_0/h = 0,9$. В связи с этим в качестве дополнительного инструмента повышения несущей и деформационной способности ригелей на цепной стадии сопротивления может быть рекомендована установка дополнительных стержней продольной арматуры в середине высоты поперечного сечения элементов.

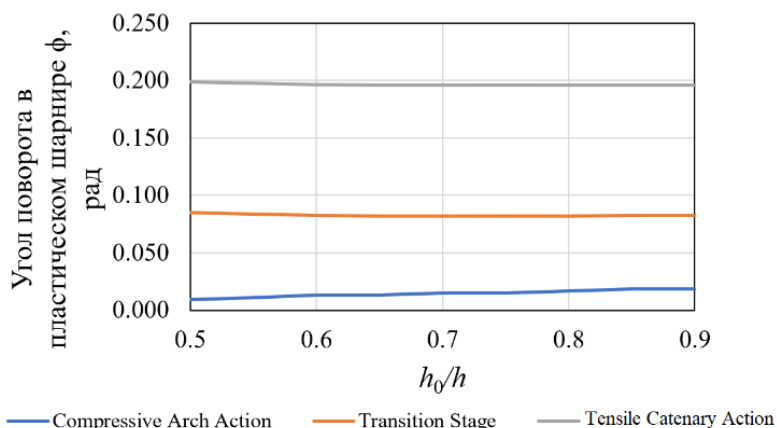


Рис. 5. Предельные углы поворота в пластическом шарнире при варьировании отношения рабочей высоты к полной высоте сечения ригеля

Fig. 5. Plastic hinge rotation angles at various effective depth to total depth ratio

Из рис. 5 видно, что вне зависимости от соотношения h_0/h предельные углы поворота в пластическом шарнире на различных стадиях сопротивления меняются следующим образом. Для максимальной несущей способности на арочной стадии сопротивления значение угла поворота в пластическом шарнире находится в интервале от 0,009 рад при $h_0/h = 0,5$ до 0,019 рад при $h_0/h = 0,9$, для переходной стадии значение угла поворота в пластическом шарнире практически не менялось и составляло в среднем 0,083 рад, для цепной стадии — 0,2 рад.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработаны расчетные модели сопротивления характерных фрагментов железобетонных каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения для различных стадий сопротивления в запредельных состояниях. Выполнена валидация предложенной модели путем сопоставления с экспериментальными данными для 22-х образцов, испытанных различными исследователями. Получены коэффициенты детерминации R^2 0,941 и 0,931 для расчетных значений силовых и деформационных параметров стадий сопротивления соответственно.

2. Установлено, что для принятых параметров армирования и сцепления арматуры с бетоном предельный угол поворота в пластическом шарнире ригелей по мере увеличения отношения высоты поперечного сечения ригеля к пролету h/l от 0,04 до 0,15 возрастает с 0,008 до 0,027 рад на арочной стадии сопротивления; с 0,028 до 0,118 рад в переходной стадии; и с до 0,13 до 0,21 рад при цепной стадии сопротивления.

3. Установлено, что уменьшение отношения рабочей высоты сечения ригеля к его полной высоте приводит к увеличению несущей способности на цепной стадии на 19 %. В связи с этим в качестве дополнительного инструмента повышения несущей и деформационной способности ригелей на цепной стадии сопротивления может быть рекомендована установка дополнительных стержней продольной арматуры вблизи нейтральной оси элементов в опорных сечениях.

БЛАГОДАРНОСТИ

Исследование выполнено при поддержке гранта Российского научного фонда № 24-49-10010, URL: <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колчунов В.И., Ильющенко Т.А., Федорова Н.В., Савин С.Ю., Тур В.В., Лизогуб А.А. Живучесть конструктивных систем зданий и сооружений : аналитический обзор исследований // Строительство и реконструкция. 2024. № 3. С. 31–71. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-113-3-31-71
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Экспозиция живучести железобетона // Известия высших учебных заведений // Строительство. 2007. № 5. С. 4–8.
3. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. № 3 (3). С. 62–74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74
4. Савин С.Ю. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных каркасов зданий в аварийной расчетной ситуации // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. № 21. С. 321–333.
5. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. 2016. С. 34–37.
6. Xi Z., Zhang Z., Qin W., Zhang P. Experiments and a Reverse-Curved Compressive Arch Model for the Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frames // Eng. Fail. Anal. 2022. Vol. 135. P. 106054.
7. Zheng Y., Xiong J., Wu Z., He Y. Experimental Study on Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures // Proceedings of the Applied Mechanics and Materials. 2011.
8. Yi W.J., He Q.F., Xiao Y., Kunnath S.K. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures // ACI Struct. J. 2008. Vol. 105.
9. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental Studies of 3D RC Substructures under Exterior and Corner Column Removal Scenarios // Eng. Struct. 2017. Vol. 07. P. 041.
10. Qian K., Li B. Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse // Journal of Performance of Constructed Facilities. 2012. Vol. 26. Pp. 576–589.
11. Feng F.-F., Hwang H.-J., Yi W.-J. Static and Dynamic Loading Tests for Precast Concrete Moment Frames under Progressive Collapse // Eng. Struct. 2020. Vol. 213. P. 110612.
12. Tao Y., Huang Y., Yi W. Analytical Model for Compressive Arch Action in Unbonded Prestressed Concrete Beam-Column Subassemblages under a Column-Loss Scenario // Eng. Struct. 2022. Vol. 273. P. 115090. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115090
13. Pham A.T., Tan K.H. Experimental Study on Dynamic Responses of Reinforced Concrete Frames under Sudden Column Removal Applying Concentrated Loading // Eng. Struct. 2017. Vol. 139. Pp. 31–45.
14. Pham A.T., Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-Induced Dynamic Responses of Reinforced Concrete Structures under Progressive Collapse // Magazine of Concrete Research. 2022. Vol. 74. Pp. 850–863.
15. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // Buildings. 2024. Vol. 14. P. 1776.

REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Ilyushchenko T.A., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Tur V.V., Lizogub A.A. Survivability of Structural Systems of Buildings and Structures : An Analytical Review of Research. *Building and Reconstruction*. 2024; (3):31-71. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-113-3-31-71 (In Russian).
2. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Exposition of Reinforced Concrete Survivability. *Proceedings of Higher Educational Institutions. Construction*. 2007; 5:4-8. (In Russian).
3. Tamrazyan A.G. Conceptual Approaches to Assessing the Survivability of Building Structures, Buildings and Facilities. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 3(3):62-74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74 (In Russian).
4. Savin S.Yu. Stages of the Stress-Strain State of Reinforced Concrete Building Frames in an Emergency Design Situation. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Structures*. 2025; 21:321-333. (In Russian).
5. UFC 4-023-03. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. 2016; 34-37.
6. Xi Z., Zhang Z., Qin W., Zhang P. Experiments and a Reverse-Curved Compressive Arch Model for the Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frames. *Eng. Fail. Anal.* 2022; 135:106054.
7. Zheng Y., Xiong J., Wu Z., He Y. Experimental Study on Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures. *Proceedings of the Applied Mechanics and Materials*. 2011.
8. Yi W.J., He Q.F., Xiao Y., Kunnath S.K. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures. *ACI Struct. J.* 2008; 105.

9. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental Studies of 3D RC Substructures under Exterior and Corner Column Removal Scenarios. *Eng. Struct.* 2017; 07:041. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.07.041
10. Qian K., Li B. Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities.* 2012; 26:576-589.
11. Feng F.-F., Hwang H.-J., Yi W.-J. Static and Dynamic Loading Tests for Precast Concrete Moment Frames under Progressive Collapse. *Eng. Struct.* 2020; 213:110612.
12. Tao Y., Huang Y., Yi W. Analytical Model for Compressive Arch Action in Unbonded Prestressed Concrete Beam-Column Subassemblages under a Column-Loss Scenario. *Eng. Struct.* 2022; 273:115090. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115090
13. Pham A.T., Tan K.H. Experimental Study on Dynamic Responses of Reinforced Concrete Frames under Sudden Column Removal Applying Concentrated Loading. *Eng. Struct.* 2017; 139:31-45.
14. Pham A.T., Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-Induced Dynamic Responses of Reinforced Concrete Structures under Progressive Collapse. *Magazine of Concrete Research.* 2022; 74:850-863.
15. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams. *Buildings.* 2024; 14:1776.



УДК 69.04

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.24-43

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Численное моделирование фрагментов плитных железобетонных конструкций в нелинейной постановке

Д.А. Пекин*

ООО «ИНВ-Строй», Подольск, Московская область, Российская Федерация

* dpekin@mail.ru

Ключевые слова: численное моделирование, теории прочности бетона, железобетонные плиты, критерий разрушения, нелинейный анализ

История статьи

Поступила в редакцию: 24.06.2026

Доработана: 09.07.2026

Принята к публикации: 12.07.2026

Для цитирования

Пекин Д.А. Численное моделирование фрагментов плитных железобетонных конструкций в нелинейной постановке // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 24–43.

Аннотация. Выполнен краткий обзор зарубежных и отечественных теорий или критериев прочности бетона, современных авторских и «тяжелых» программно-вычислительных комплексов (ПВК) для решения задач железобетона в объемной нелинейной постановке. Перечислены критерии прочности бетона, которые в них используются. Подробно рассмотрена теория пластического течения бетона Menetrey-Willam с учетом возможности нелинейного упрочнения при сжатии, линейного и нелинейного разупрочнения при растяжении и дилатации (УРД). Проведено численное моделирование трех разных фрагментов плитных железобетонных конструкций с помощью метода конечных элементов (МКЭ) в ПВК ANSYS 2024 R2 с варьированием: размеров КЭ, критериев прочности, способа армирования и параметров УРД, площади арматуры. Подробно описаны результаты расчетов плит с указанием количественных и качественных характеристик расчетных моделей. Предлагаются пути совершенствования МКЭ для расчета плитных ЖБК.

Numerical Modeling of Reinforced Concrete Slab Fragments in a Nonlinear Formulation

D.A. Pekin*

“INV-Stroy” LLC, Podolsk, Moscow region, Russian Federation

* dpekin@mail.ru

Keywords: numerical modeling, concrete strength theory, reinforced concrete slabs, failure criterion, nonlinear analysis

Article history

Received: 24.06.2026

Revised: 09.07.2026

Accepted: 12.07.2026

Abstract. A brief review of foreign and domestic theories or criteria for concrete strength, modern proprietary and “heavy” software and computing systems for solving reinforced concrete problems in a 3D solid nonlinear formulation is provided. The concrete strength criteria used in these systems are listed. The Menetrey-Willam plastic flow theory of concrete is examined in detail, taking into account the possibility of nonlinear hardening under compression and linear and nonlinear softening under tension and dilation (HSD).

Дмитрий Анатольевич Пекин, кандидат технических наук, главный конструктор, ООО «ИНВ-Строй», 142105, Московская область, г. Подольск, ул. Пионерская, д. 6-30; eLIBRARY SPIN-код: 9448-4562, Scopus: 57209306984, ORCID: 0000-0002-6701-2511, E-mail: dpekin@mail.ru

© Пекин Д.А., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

For citation

Pekin D.A. Numerical Modeling of Reinforced Concrete Slab Fragments in a Nonlinear Formulation. *Reinforced concrete structures*. 2026; 3(15):24-43.

Numerical modeling of three different fragments of slab reinforced concrete structures was carried out using the finite element method (FEM) in the ANSYS 2024 R2 software package with variations in the following: FE dimensions, strength criteria, reinforcement method and HSD parameters, and reinforcement area. The results of slab calculations are described in detail, with quantitative and qualitative characteristics of the calculation models indicated. Ways to improve the FEM for calculating slab reinforced concrete structures are proposed.

ВВЕДЕНИЕ

Развитие численных методов и теорий прочности бетона для решения нелинейных задач железобетона не останавливается на протяжении последних нескольких десятилетий с учетом бурного развития компьютерной техники. К сожалению, разрыв по времени между теоретическими разработками и исследованиями в области железобетона и их последующей реализацией в коммерческих программно-вычислительных комплексах (ПВК) также значителен, кроме того, только лишь небольшая часть наработок и предложений в конечном итоге становится доступной для широкого круга пользователей. Например, деформационная теория пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева, развитая вместе с соавторами в работе [1], была реализована в одном распространенном в России ПВК, использующем метод конечных элементов (МКЭ), спустя более чем 30 лет и только применительно к стержневым и оболочечным КЭ и после преобразования в теорию пластического течения. Теория прочности бетона и железобетона проф. Н.И. Карпенко [2, 3] была реализована для аналогичных КЭ в другом известном ПВК и некоторых авторских программах для выполнения отдельных расчетов железобетонных конструкций (ЖБК), недоступных большинству исследователей. Множество других отечественных теорий прочности для материалов, имеющих различное сопротивление сжатию и растяжению, рассмотренных в работе [4], так и не были реализованы на программном уровне. Аналогичная ситуация сохраняется в нашей стране до сих пор: во всех известных и доступных ПВК отсутствует возможность решать нелинейные задачи по определению напряженно-деформированного состояния (НДС) в объемной постановке, которая характерна большинству статически неопределимых ЖБК, даже при рассмотрении фрагментов конструкций или отдельных конструктивных элементов. Исключением являются отдельные программы, например УДАР (владелец АО «Атомэнергопроект», разработчик В.И. Голяков), ПРИНС (разработчик В.П. Агапов) и др., используемые авторами для решения узкого круга задач железобетона и также недоступные профильным специалистам. Тем не менее работы в области развития и совершенствования теорий прочности бетона продолжают в нашей стране и сейчас, можно отметить результаты групп авторов [5–7] и [8–10].

За рубежом, большей частью в США, разработано несколько «тяжелых» ПВК на основе МКЭ, таких как ANSYS, ABAQUS, NASTRAN, LS-DYNA, позволяющих решать всевозможные задачи как механики, так и физики в статической или динамической постановке и пользующихся спросом по всему миру среди производителей различной техники и товаров широкого потребления. Понятно, что строительное направление и такие материалы как бетон занимают небольшую нишу от возможностей подобных ПВК и, скорее всего, для разработчиков не являются приоритетными. В этой связи некоторые из них (ANSYS) предусмотрели возможность добавления пользовательских КЭ в свои библиотеки, тем самым открывая другим разработчикам и исследователям пространство для решения своих задач и развития новых направлений, что и было проделано в работе [8].

Dmitrii A. Pekin, Candidate of Technical Sciences, Chief Structural Engineer, “INV-Stroy” LLC, 6-30 Pionerskaya st., Podolsk, 142105, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9448-4562, Scopus: 57209306984, ORCID: 0000-0002-6701-2511, E-mail: dpekin@mail.ru

В статье [9] авторы провели анализ некоторых теорий прочности бетона и их модификаций, в том числе собственной, часть из которых реализована в перечисленных выше ПВК и может быть дополнена другими критериями прочности, имеющими непрерывную замкнутую поверхность, предложенными следующими зарубежными исследователями: DiMaggio-Sandler (1971), Sandler-Rubin (1979), Rubin (1991), Schwer-Murray (2002) и перечисленными в работе [11]. В указанных зарубежных ПВК реализованы лишь некоторые критерии прочности бетона следующих авторов: Drucker-Prager, Willam-Warnke, Menetrey-Willam, Lee-Fenves, Schwer-Murray и выбор разработчиков заметно отличается, за исключением ставших классическими теорий Друкера – Прагера и Кулона – Мора, применяющихся для множества других материалов и грунтов. Выбор ПВК ANSYS для численного исследования был также связан с возможностью параметризации расчетных моделей плитных ЖБК с помощью встроенного языка APDL, который позволяет существенно сократить время и трудозатраты на процедуру повторного создания схожих образцов и их калибровки на основе физических экспериментов.

Цель работы — качественно и количественно оценить возможности современных и доступных пользователям численных методов и теорий прочности бетона для моделирования плитных ЖБК на примере ПВК ANSYS 2024 R2.

Интересно проследить развитие данного ПВК за последние несколько лет и отметить существенные изменения применительно к расчету ЖБК:

1. Перенесен в архив объемный 8-узловой КЭ — SOLID65 (при выполнении нелинейного расчета в указанной версии и работавшего ранее в 14-й и 19-й версиях ПВК, возникает ошибка) на основе критерия прочности бетона Willam-Warnke [12], подробно рассмотренного авторами статьи [9] в исходном виде и после реализации в ПВК. Кроме того, этот КЭ поддерживал возможность условного отображения появления трещин и раздробления при сжатии и исключения из расчетной модели после разрушения.

2. Для задач механики деформируемого твердого тела (МДТТ) используются универсальные объемные 8-узловые КЭ — SOLID185, 20-узловые КЭ (с промежуточными узлами на гранях для повышенной точности) — SOLID186, которые при необходимости могут быть преобразованы в тетраэдр, пирамиду или призму, и 10-узловые КЭ в форме тетраэдра (с промежуточными узлами на гранях), поддерживающие, в том числе, критерии Drucker-Prager Concrete и Menetrey-Willam [13], пришедшие на смену критерию Willam-Warnke [12], также рассмотренные в работе [9].

3. Для объемных КЭ, моделирующих бетон (опция CONCR) и указанных в п. 2 выше, включена возможность задания традиционных билинейных и многоступенчатых диаграмм одноосного напряженного состояния ($\sigma - \epsilon$), ранее задаваемых и связываемых в КЭ SOLID65 через эквивалентные напряжения, вычисляемые на основе энергетической теории прочности. Вместо этого реализован более совершенный и универсальный механизм упрочнения — разупрочнения — дилатации (далее УРД — на языке оригинала HSD) материалов при сжатии и растяжении, который имеет множество вариантов настроек и подбирается по результатам физических экспериментов.

Кроме того, следует отдельно подчеркнуть результаты работы Ph. Menetrey [14], которая внесла заметный вклад в обобщение инструментов численного моделирования механизма разрушения плитных ЖБК при продавливании и содержит подробное описание классических критериев прочности бетона и других параметров, используемых в ПВК.

Объектами исследования в данной статье станут фрагменты плит перекрытий, опертые:

1. Шарнирно по контуру из примера, рассмотренного в Главе 49 документации к ПВК (Ansys Documentation \ Mechanical APDL \ Technology Showcase: Example Problems \ Chapter 49: Load-Limit Analysis ... — далее Справка) — расчетная модель 1 (PM1).

2. Свободно по контуру на основе физических экспериментов, приведенных в статье [15], — расчетная модель 2 (PM2).

3. На регулярную сетку колонн с шагом 9×9 м в дополнение к п. 2 выше и соответствующие центральной ячейке многопролетной неразрезной плиты перекрытия — расчетная модель 3 (PM3).

Варьируемые параметры в расчетных моделях фрагментов плит:

1. Тип расчета: линейный (теория упругости) и нелинейный (теории пластического течения).
2. Теории прочности бетона: Drucker-Prager Concrete (DP) и Menetrey-Willam (MW) с различными параметрами УРД (HSD) и без них в PM1...PM3.
3. Размер объемных КЭ (SOLID185), моделирующих бетон, в PM2.
4. Приращение или шаг нагрузки (2,5 и 1 кПа для PM1, PM3; 200 и 100 кН для PM2).
5. Диаметр продольной рабочей арматуры в PM2, PM3 ($\varnothing 12, 16, 20$ мм).
6. Тип КЭ, моделирующих арматуру: BEAM188 (стержни) и REINF265 (специальные КЭ на основе условных пластинчатых КЭ MESH200, задаваемые в дополнение к объемным КЭ бетона SOLID185 и не имеющие общих узлов), в PM2.

Особенности реализации и моделирования фрагментов плит в PM1...PM3:

- трещины представляются на основе модели условных трещин в соответствии с фундаментальной концепцией механики разрушения, предложенной D. Broek в 1974 г. и развитой группой авторов в работе [16] для железобетона с использованием схемы I образования трещин (mode I), характеризуемой таким интегральным параметром, как энергия разрушения — G_f [14, стр. 52, 53];
- с помощью специальных КЭ REINF265 армирование создается посредством условных пластинчатых КЭ MESH200, в которых арматура «размазывается» в требуемом направлении с заданным шагом и площадью с привязкой на соответствующем расстоянии к выбранным объемным КЭ SOLID185, моделирующим бетон, таким образом для каждой арматурной сетки создается два слоя армирования, привязываемых к одному слою бетона;
- для всех моделей выбраны объемные КЭ SOLID185 для бетона, более точные КЭ SOLID186 не используются по следующим причинам:
 - 1) увеличивается размерность и продолжительность решения задачи за счет дополнительных промежуточных узлов на гранях КЭ;
 - 2) при моделировании арматуры с помощью КЭ REINF265 дополнительные промежуточные точки на гранях объемных КЭ SOLID185 в местах пересечений с пластинами добавляются автоматически;
 - 3) в данной версии ПВК при комбинации КЭ SOLID186 и REINF265 в последних не отображаются цвета на изополях напряжений, деформаций и перемещений, несмотря на наличие корректной цвето-цифровой шкалы (т.е. результаты в КЭ REINF265 отображаются только серым цветом вместо соответствующей цветовой гаммы);
- задание армирования посредством стержневых КЭ BEAM188 в узлах объемных КЭ или на их основе дискретного армирования REINF264 без привязки к узлам объемных КЭ даже с учетом применения языка APDL достаточно трудоемко и требует предварительного создания линейных (стержневых) элементов в препроцессоре, которым далее назначаются характеристики, соответствующие арматуре;
- в данном случае для моделирования плит во всех PM с учетом симметрии достаточно рассмотреть только четверть конструкции, предусмотрев на отсекаемых вертикальных гранях соответствующие линейные связи вдоль осей X и Y , остальные граничные условия:
 - 1) свободное опирание фрагмента плиты на опорный контур в PM2 задается контактной парой из КЭ TARGE170 и CONTA174 с коэффициентом трения 0,3;

- 2) шарнирное опирание плиты по контуру в РМ1 реализовано с помощью линейных связей по оси Z (в вертикальном направлении);
- 3) в РМ3 по нижней и верхней граням колонны предусмотрены жесткая заделка (линейные и угловые связи) и линейные связи вдоль осей X и Y , соответственно;
- для решения системы нелинейных алгебраических уравнений используются:
 - 1) процедура Ньютона – Рафсона, которая рассмотрена в работах [14, стр. 67], [17, стр. 64];
 - 2) решатель PCG (Preconditioned Conjugate Gradient iterative equation solver — Итерационный решатель уравнений с предварительно обусловленным сопряженным градиентом);
 - 3) стандартные настройки по умолчанию, которые определяются ПВК автоматически в зависимости от типа задачи (нежелательно менять их без крайней необходимости, поскольку от этого существенно зависят результаты вычислений);
- критерием достижения предельного состояния, предшествующего разрушению ЖБК, как предложено разработчиками ПВК, будут служить одновременное нарушение сходимости численного решения и горизонтальная касательная в крайней точке диаграммы « $P - f$ » (нагрузка – прогиб).

МЕТОД

Для определения предельной нагрузки на основе теории пластического течения бетона разработчиками ПВК рекомендуется использовать критерии Drucker-Prager Concrete и Menetrey-Willam совместно с механизмом УРД (HSD) и различными вариантами зависимостей разупрочнения бетона — линейной (HSD6) и экспоненциальной (HSD2), необходимыми, в первую очередь, для моделирования раскрытия трещин [16], а не ниспадающей ветви на диаграмме растяжения « $\sigma - \varepsilon$ », которая от них принципиально отличается. С учетом опубликованных авторами статьи [10] критерия Drucker-Prager Concrete (DP) и линейной зависимости (HSD6) далее приводится программная реализация только критерия Menetrey-Willam (MW) и экспоненциальной зависимости (HSD2), используемые в рассматриваемых РМ.

Параметры упрочнения и разупрочнения (УР-НС) определяются выражениями:

$$R'_{bt} = R_{bt}\Omega_{tc}, \quad (1)$$

$$R'_{bc} = R_{bc}\Omega_c, \quad (2)$$

$$R'_{bb} = R_{bb}\Omega_c, \quad (3)$$

$$\Omega_{tc} = \begin{cases} \Omega_t, & \kappa_c \leq \kappa_{cm} \\ \Omega_t\Omega_c, & \kappa_c > \kappa_{cm} \end{cases}, \quad (4)$$

где R_{bt} и R_{bc} , R_{bb} — сопротивления бетона одноосному растяжению и сжатию, двухосному сжатию соответственно (в данных и последующих обозначениях верхняя черта заменена на штрих и добавлен начальный индекс b — бетон; вторые индексы t — растяжение, c — сжатие, b — двухосное приняты согласно Справке);

Ω_c и Ω_t — функции упрочнения и разупрочнения при сжатии и растяжении, которые зависят от характеристик упрочнения при сжатии и растяжении κ_c и κ_t ; κ_{cm} — пластическая деформация, соответствующая пределу прочности при одноосном сжатии.

Поверхность текучести MW в координатах напряжений Хейга – Вестергаарда:

- гидростатическая ось ξ (при $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) проходит через начало (точку 0) ортогональной системы координат с осями в виде главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3$ и имеет к ним равный наклон;
- перпендикулярная ей ось (радиус-вектор) ρ вместе с девиаторным полярным углом θ (угол Лоде), регламентирующим поворот оси (радиус-вектора) ρ вокруг оси ξ преде-

ляют расстояние до поверхности текучести и совместно представляют собой цилиндрическую систему координат относительно оси ξ в пространстве главных напряжений;

задается выражением:

$$f_{MW} = \frac{c_2}{c_3} \left[\sqrt{2}\xi + r\rho \right] + \rho^2 - \frac{1}{c_3}, \quad (5)$$

где c_2 и c_3 — функции, зависящие от характеристик бетона, упрочнения и разупрочнения:

$$c_2 = \frac{1}{\sqrt{6}} \left[\frac{1}{R'_{bc}} - \frac{1}{R'_{bb}} + \frac{R'_{bb} - R'_{bt}}{R'^2_{bc}} \right]; \quad (6)$$

$$c_3 = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{R'^2_{bc}}; \quad (7)$$

r — функция, зависящая от угла Лоде θ и характеристик бетона, упрочнения и разупрочнения:

$$r = \frac{4(1-e^2)\cos^2\theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos\theta + (2e-1)\sqrt{4(1-e^2)\cos^2\theta + 5e^2 - 4e}}; \quad (8)$$

$$e = \frac{1+\epsilon}{2-\epsilon}; \quad (9)$$

$$\epsilon = \frac{R'_{bt}}{R'_{bb}} \cdot \frac{R'^2_{bb} - R'^2_{bc}}{R'^2_{bc} - R'^2_{bt}}. \quad (10)$$

Координаты напряжений Хейга – Вестергаарда задаются выражениями:

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1, \quad (11)$$

$$\rho = \sqrt{2J_2}, \quad (12)$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}}, \quad (13)$$

где ξ и ρ — инварианты гидростатических и девиаторных напряжений;

I_1 — первый инвариант тензора напряжений:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}, \quad (14)$$

J_2 и J_3 — второй и третий инварианты тензора девиаторных напряжений:

$$\begin{aligned} J_2 &= \frac{1}{2} s_{ij} s_{ji} = \frac{1}{2} (s_1^2 + s_2^2 + s_3^2) = \\ &= \frac{1}{6} \left[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 \right] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2 = \\ &= \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] = \frac{1}{3} I_1^2 - I_2, \\ J_3 &= \det(\sigma - I\sigma_m) = \det(s_{ij}) = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki} = s_1 s_2 s_3 = \frac{2}{27} I_1^3 - \frac{1}{3} I_1 I_2 + I_3 = \\ &= \frac{1}{27} \left[2(\sigma_1^3 + \sigma_2^3 + \sigma_3^3) - 3(\sigma_1^2 \sigma_2 + \sigma_1^2 \sigma_3 + \sigma_2^2 \sigma_1 + \sigma_2^2 \sigma_3 + \sigma_3^2 \sigma_1 + \sigma_3^2 \sigma_2) + 12\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \right], \end{aligned} \quad (15)$$

где $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$ — нормальные напряжения; $\sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{31}$ — касательные напряжения;

σ — напряжение; $\sigma_m = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})/3$ — среднее гидростатическое напряжение;

I — единичный тензор; s_{ij}, s_{jk}, s_{ki} — напряжения девиаторного тензора;

s_1, s_2, s_3 — главные напряжения девиаторного тензора,

I_2 и I_3 — второй и третий инварианты тензора напряжений:

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1, \quad (17)$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3, \quad (18)$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — главные напряжения.

Потенциал течения:

$$Q_{MW} = \rho^2 + B_g\rho + C_g\xi, \quad (19)$$

где B_g и C_g — функции, зависящие от характеристик бетона, упрочнения, разупрочнения и угла дилатации ψ :

$$B_g = \frac{2R'_{bc} \operatorname{tg}\psi - \sqrt{2}R'_{bt}}{\sqrt{3}(1 - \sqrt{2}\operatorname{tg}\psi)}; \quad (20)$$

$$C_g = \frac{B_g}{\sqrt{2}} + \frac{2R'_{bt}}{\sqrt{3}}; \quad (21)$$

$$\frac{R_{bt}}{\sqrt{2}R_{hc}} < \operatorname{tg}\psi \leq \frac{1}{\sqrt{2}} \rightarrow \operatorname{arctg} \frac{R_{bt}}{\sqrt{2}R_{hc}} \cong 4^\circ < \psi \leq \sim 35^\circ. \quad (22)$$

Поведение поверхностей текучести при упрочнении-разупрочнении определяется соответствующими функциями Ω_c и Ω_t , см. рис. 1. Эти функции зависят от переменных упрочнения при сжатии и растяжении, которые определяются следующими выражениями [18]:

$$k'_c = \frac{\alpha_c}{R'_{bc}} \sigma \varepsilon'_{pl}, \quad (23)$$

$$k'_t = \frac{\alpha_t}{R'_{bt}} \sigma \varepsilon'_{pl}, \quad (24)$$

где α_c и α_t — весовые функции сжатия и растяжения, задаваемые следующим образом:

$$\alpha_c = 1 - \alpha_t \quad (25)$$

$$\alpha_t = \begin{cases} 0, & \operatorname{tg}\alpha < -2 \\ \frac{1}{1 + \exp(-10\operatorname{tg}\alpha)}, & -2 \leq \operatorname{tg}\alpha \leq 2, \\ 1, & \operatorname{tg}\alpha > 2 \end{cases} \quad (26)$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \sqrt{6} \frac{\xi}{\rho}, \quad (27)$$

Функция текучести при сжатии Ω_c в интервале $0 < \kappa \leq \kappa_{cm}$ задается нелинейной функцией упрочнения с помощью следующего выражения:

$$\Omega_c = \Omega_{ci} + (1 - \Omega_{ci}) \sqrt{2 \frac{\kappa}{\kappa_{cm}} - \frac{\kappa^2}{\kappa_{cm}^2}}, \quad (28)$$

где Ω_{ci} — относительное напряжение (уровень напряжений) в начале нелинейного упрочнения; κ_{cm} — пластическая деформация при одноосном сжатии, после которой начинается разупрочнение.

Функция текучести при сжатии Ω_c в интервале $\kappa_{cm} < \kappa < \kappa_{cu}$ задается нелинейной функцией разупрочнения с помощью следующего выражения:

$$\Omega_c = 1 - (1 - \Omega_{cu}) \left(\frac{\kappa - \kappa_{cm}}{\kappa_{cu} - \kappa_{cm}} \right)^2, \quad (29)$$

и в интервале $\kappa > \kappa_{cu}$:

$$\Omega_c = \Omega_{cr} + (\Omega_{cu} - \Omega_{cr}) \exp \left(2 \frac{\Omega_{cu} - 1}{\kappa_{cu} - \kappa_{cm}} \cdot \frac{\kappa - \kappa_{cu}}{\Omega_{cu} - \Omega_{cr}} \right), \quad (30)$$

где κ_{cu} — пластическая деформация при одноосном сжатии в точке перехода от степенного закона разупрочнения к экспоненциальному;

Ω_{cu} — остаточное относительное напряжение при сжатии в точке диаграммы, соответствующей κ_{cu} ;

Ω_{cr} — остаточное относительное напряжение при сжатии.

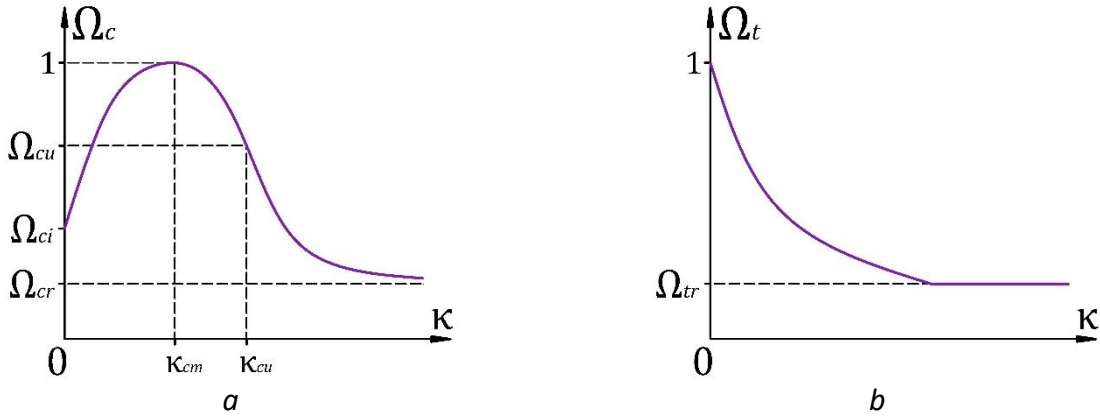


Рис. 1. Экспоненциальное разупрочнение при сжатии (a) и растяжении (b) [Справка, р. 4.11.6, рис. 4.57]

Fig. 1. Exponential softening in compression (a) and tension (b) [Ansys Documentation, ch. 4.11.6, fig. 4.57]

Функция текучести при растяжении Ω_t описывается экспоненциальной функцией разупрочнения, где объемная энергия, рассеиваемая при разупрочнении, пропорциональна удельной энергии разрушения при растяжении G_{ft} (схема I):

$$\Omega_t = \exp\left(-\frac{\kappa}{a_t}\right), \quad (31)$$

где:

$$a_t = \frac{g_{ft}}{R_{bt}}, \quad (32)$$

$$g_{ft} = \max\left(\frac{G_{ft}}{L_i}, \frac{R_{bt}^2}{E_b}\right), \quad (33)$$

где L_i — оптимальная длина элемента (для объемных КЭ L_i равна кубическому корню из объема точки интегрирования и вычисляется автоматически); E_b — начальный модуль упругости бетона определяет следующее выражение для энергии, рассеиваемой в процессе разупрочнения и задаваемой функцией текучести при растяжении:

$$\int_0^{\infty} \Omega_t d\kappa = \frac{g_{ft}}{R_{bt}}, \quad (34)$$

где Ω_{tr} — остаточное относительное напряжение при растяжении, необходимое для ограничения кривой разупрочнения.

В табл. 1 и 2 приведены характеристики бетона и арматуры, используемые в РМ, соответственно. Для РМ1 они заимствованы из р. 49.4 Справки, для РМ2 — из статьи [15], для РМ3 приняты по аналогии с РМ2.

Для материалов, подобных стали, в ПВК реализованы несколько различных критериев прочности и законов течения. В нашем случае для арматуры были использованы критерий фон Мизеса (vM) или энергетическая теория прочности с учетом ассоциированного закона течения, которые подробно описаны в разделе 4.4 Справки, и кинематическое упрочнение с двумя вариантами билинейной диаграммы « $\sigma - \epsilon$ ». Один вариант задавался с помощью опции $VKIN$, регламентирующей наклон 1-го и 2-го сегментов диаграммы на основе модуля упругости E_s , и касательного модуля E_T , соответственно. Другой вариант задан с использованием опции $KINH$,

позволяющей определить многоступенчатую диаграмму по характерным точкам перегиба, но приведенный к билинейной и с добавлением на первом сегменте промежуточной точки, соответствующей упругим напряжениям в арматуре $\sigma_{s1} = 0,9R_{sn}$ (или условному пределу пропорциональности) и началу развития пластических деформаций. Наклон второго сегмента указанной диаграммы определяется двумя характерными точками ($\epsilon_{s0} = R_{sn}/E_s$; $\sigma_{s0} = R_{sn}$) и ($\epsilon_{s2} = 0,025$; $\sigma_{s2} = 1,01R_{sn}$) и практически соответствует горизонтальной прямой. Отличие двух этих билинейных диаграмм друг от друга связано с более ранним началом учета развития пластических деформаций. При таких значениях характерных точек отсутствует влияние на диаграммы «Р – f», но результаты в виде графического отображения изополей пластических деформаций получаются более информативными по количеству цветов на стадиях, предшествующих разрушению.

Таблица 1

Характеристики и параметры бетона, используемые в РМ

№ РМ	Класс, R_{bc} R_{bt} , МПа	Размер КЭ, мм X Y Z	γ_b , кг/м ³ E_b , МПа ν_b	Критерий прочности	Ψ , или δ_t δ_c , д.е.	K_{cm} , % или $\times 10^3$	K_{cu} , % или $\times 10^3$	Ω_{ci}	Ω_{cu}	Ω_{cr}	G_{ft} , Дж/м ² или Н·м/м ²	Ω_{tr}	K_{cr} , % или $\times 10^3$	K_{tr} , % или $\times 10^3$	КЭ для армирования
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
PM1-1	C20/25 28,0 2,2	50 50 50	2500 30 000 0,2	DP	0,25 1,00	1,33	2,93	0,33	0,85	0,2	100	0,1	—	—	REINF265 MESH200
PM1-2				MW	20	—	—	—	—	—	—	—			
PM1-3	1,48					1,62	0,8	0,84	0,2	40	0,01				
PM2-1	B30 17,0 1,15	25 25 12,5–25	2500 32 500 0,2	DP	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	BEAM188
PM2-2				MW											
PM2-3															
PM2-4		DP		—	—	—	—	—	—	—	—	—	REINF265 MESH200		
PM2-5		MW												20	
PM2-6															
PM2-7		50 50 60		MW	—	—	—	—	—	—	—	—	—	REINF265 MESH200	
PM2-8					20	—	—	—	—	—	—	—	—		—
PM2-9						1,48	—	0,9	—	0,9	—	0,05	4,8		0,5
PM2-10							1,62	0,8	0,84	0,2	40	0,01	—		—
PM3-1		100 100 60		DP	0,25 1,00	1,48	1,62	0,8	0,84	0,2	40	0,01	—	—	REINF265 MESH200
PM3-2	MW			20											
PM3-3					0,05										

Примечание: γ_b — удельный вес бетона; сопротивление бетона двухосному сжатию для всех РМ согласно работе [12] принято $R_{bb} = 1,2R_{bc}$; ν_b — коэффициент Пуассона; δ_t и δ_c — коэффициенты дилатации бетона при растяжении и сжатии в РМ с DP; K_{cr} — пластическая деформация при сжатии, соответствующая крайней точке ниспадающего отрезка разупрочнения K_{tr} — предельная пластическая деформация при растяжении.

Таблица 2

Характеристики и параметры армирования, используемые в РМ

№ РМ	Класс, R_{sn} , МПа	d_s , d_c , мм	Рабочая арматура d_s : Нижняя (a) Верхняя (a) ячейки, мм	Конструктивная арматура d_c : Нижняя (a) Верхняя (a) ячейки, мм	Размер КЭ, мм $X \times Y$	γ_s , кг/м ³ E_s , МПа ν_s	Критерий прочности	Тип упрочнения	E_T , МПа	ε_{s2} , ‰ или $\times 10^3$	σ_{s2} , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PM1	A500 500,0	6 —	250 × 150 (30) —	—	50 × 50	7850 200 000 0,3	vM	BKIN	1740	—	—
PM2		12 —	100 × 100 (25) —	—	25 или 50 × 50			KINH	—	25,0	1,01 R_{sn}
PM3		12 12	100 × 100 (25) 100 × 100 (25)	200 × 200 (25) 200 × 200 (25)	100 × 100						

Примечание: R_{sn} — нормативное сопротивление арматуры растяжению; d_s и d_c ; — диаметр рабочей и конструктивной арматуры; a — расстояние от грани плиты до центра тяжести сечения арматуры; γ_s — удельный вес арматуры; ν_s — коэффициент Пуассона; E_s — модуль упругости стали; E_T — касательный модуль, характеризующий второй сегмент билинейной диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ »; ε_{s2} и σ_{s2} — предельные относительные деформации при одноосном растяжении и соответствующие им напряжения.

На рис. 2, 3 и 4 показаны изометрические виды расчетных моделей PM1, PM2 и PM3. С учетом симметрии и равномерного нагружения моделировались только фрагменты в виде четвертей плитных ЖБК в 1-м квадранте декартовой системы координат (в плоскости XY).

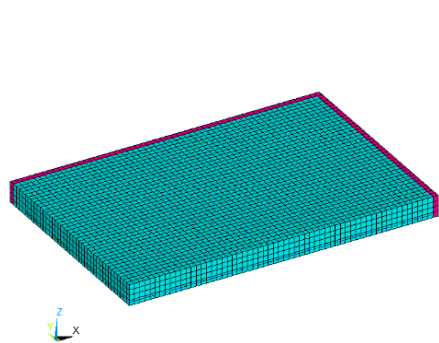


Рис. 2. Расчетная модель PM1
Fig. 2. Numerical model RM1

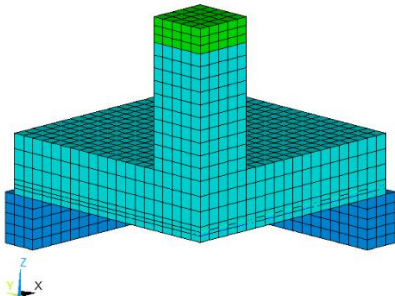


Рис. 3. Расчетная модель PM2-10
Fig. 3. Numerical model RM2-10

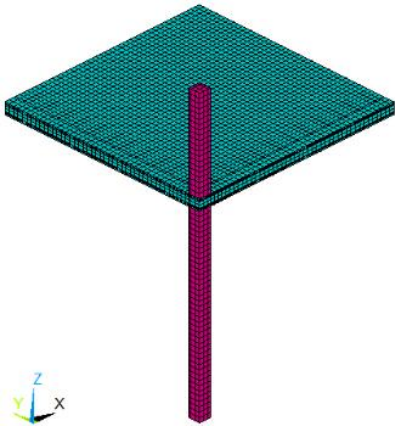


Рис. 4. Расчетная модель PM3
Fig. 4. Numerical model RM3

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам проведенных расчетов построены диаграммы « $P - f$ » для PM1...PM3 и их подвидов с учетом различий в табл. 1, которые показаны на рис. 5–9, при действии кратковременной нагрузки. На рис. 10 и 11 показаны аналогичные диаграммы PM3 и PM2 с учетом увеличения диаметра продольной рабочей арматуры до 16 и 20 мм. Для повышения наглядности графиков промежуточные точки между этапами нагружения исключены. Необходимо отметить следующие характерные особенности полученных решений:

1. Текущая реализация в ПВК теорий пластического течения бетона, нелинейного упрочнения при сжатии и различных видов разупрочнения при растяжении позволяет добиться близкого совпадения между численными и экспериментальными диаграммами « $P - f$ » при кратковременном нагружении, но только для PM2 и PM3, в которых происходит разрушение плитных ЖБК от продавливания.

В некоторых источниках такие диаграммы называются кривыми равновесного состояния, но применительно к железобетону это не совсем верно, поскольку не учитывается ползучесть бетона, уменьшение высоты сжатой зоны в поперечных сечениях с трещинами и последующий рост напряжений, проявляющиеся во времени, как показано на рис. 5 в работе [19].

2. В РМ1 предельная вертикальная равномерно распределенная нагрузка, полученная работчиками ПВК для критериев: DP — 25,4 кПа (суммарное усилие 610 кН на графике в Справке) и MW — 27,3 кПа (655 кН) с учетом собственного веса (СВ) плиты, шарнирно опертой по контуру, при нормативных характеристиках материалов и нагрузки от СВ (см. красную штриховую линию на рис. 5) существенно завышена по сравнению с результатами:

- расчета методом предельного равновесия профессора А.А. Гвоздева [20] — 11,9 кПа;
- на основе теории расчета профессора Н.И. Карпенко [2], реализованной в формуле (8.100-8.103) СП 63.13330.2018, — 10,2 кПа,

но полученных с учетом расчетных характеристик материалов (см. красную сплошную линию на рис. 5). Более того, при дальнейшем увеличении нагрузки до 45,0 кПа и выше плита продолжала работать и прогибы достигали 31,5 и 24,3 мм, соответственно, см. кривые на рис. 5.

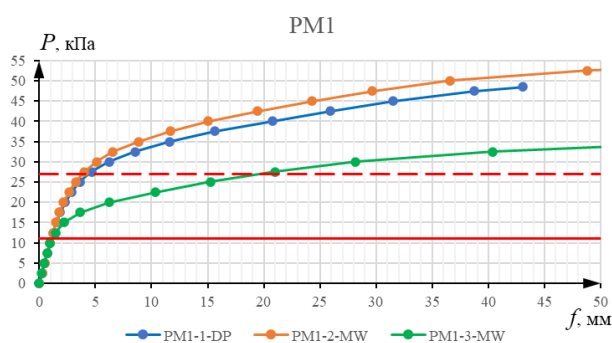


Рис. 5. Диаграмма « $P - f$ » РМ1

Fig. 5. “ $P - f$ ” diagram of RM1

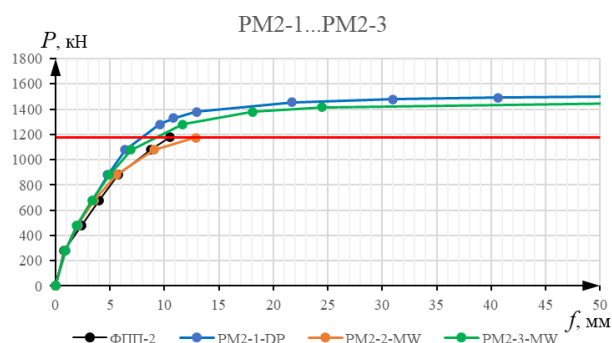


Рис. 6. Диаграмма « $P - f$ » РМ2-1...РМ2-3

Fig. 6. “ $P - f$ ” diagram of RM2-1...RM2-3

3. Растягивающие напряжения σ_s в нижней арматуре РМ1-1-DP и РМ1-2-MW (как на рис. 49.11 и 49.12 Справки по оси X в направлении большего пролета — 24,5 и 24,4 МПа, так и в воссозданных самостоятельно моделях РМ1 при аналогичной внешней нагрузке 27,5 кПа — 15,0 и 17,3 МПа) получены существенно меньшими по сравнению с заданным пределом текучести стали 500 МПа, при этом растягивающие напряжения в бетоне по нижней грани $\sim 1,7$ МПа практически соответствуют заданному сопротивлению бетона растяжению 2,2 МПа. Схожая картина растягивающих напряжений в арматуре и бетоне пролетной части плиты получена в РМ3.

4. При сравнении результатов расчета РМ1-1-DP и РМ1-2-MW с данными, приведенными в Справке ПВК, следует дополнительно отметить:

- предложенный критерий определения предельной нагрузки для шарнирно опертой по контуру плиты не работает, т.е. при дальнейшем увеличении нагрузки итерационный процесс продолжается вне зависимости от выбранной теории прочности бетона;
- использование нормативных прочностных характеристик бетона класса C20/25, согласно табл. 3.1 Еврокод 2, против расчетных характеристик сопоставимого бетона класса B30, согласно табл. 6.8 СП 63.13330, принятых в РМ1-3, приводит к существенным увеличению предельной нагрузки и уменьшению прогибов, см. кривые на рис. 5;
- результаты расчета не должны отличаться столь значительно, несмотря на следующие отличия в моделировании РМ1: размер КЭ в плоскости плиты 50×50 мм вместо 50×75 мм; при задании арматурных слоев с помощью КЭ REINF265 и MESH200 использовалась

прямоугольная сетка вместо треугольной; нагрузка от собственного веса задавалась в виде давления на верхнюю грань плиты по аналогии с временной нагрузкой;

- при введении и подборе дополнительных параметров упрочнения, разупрочнения и дилатации отличия между различными критериями прочности бетона на результаты расчета и картину НДС практически исчезают.

5. Сравнение результатов PM2-1...PM2-3 и PM2-4...PM2-6 показывает, что увеличение размера КЭ в плане и изменения типа КЭ или способа моделирования арматуры незначительно увеличивают предельную нагрузку, см. кривые на рис. 6 и 7 соответственно, но при увеличении толщины КЭ с 12,5–25 до 60 мм в PM2-7...PM2-10 и использовании параметров УРД (HSD) можно получить сопоставимые результаты, см. рис. 8, таким образом дробить РМ на более мелкие КЭ в плане и по толщине нецелесообразно в связи с увеличением требуемых объема оперативной памяти, места на жестком диске и времени расчета.

6. Дилатация (явление увеличения объема материала в процессе нагружения) бетона в РМ задается различными способами в зависимости от используемой теории прочности: для критерия DP с помощью коэффициентов дилатации δ_t и δ_c ; для критерия MW используется угол дилатации ψ , изменение которого в данном случае почти не оказывает влияния на результат. Например, в PM2-3 при изменении только угла дилатации ψ на $\pm 10^\circ$ до значений 10° или 30° результаты на диаграмме « $P - f$ » практически не изменились (на рисунках эти кривые не показаны).

При сравнении PM2-2 и PM2-3, отличающихся учетом дилатации при угле 20° , предельная нагрузка в последней выросла более чем на 20 %, а деформативность увеличилась кратно, см. рис. 6, таким образом учет дилатации в отдельности от УР (HS) существенно искажает картину НДС.

В PM3-2 (центральный фрагмент плиты перекрытия) при выключении модели УРД (HSD) предельная нагрузка увеличилась с ~ 15 до 20 кПа. При выключении только параметров УР (HS) и принятом угле дилатации 20° предельная нагрузка выросла с 15,0 (1215 кН по аналогии с PM2) до 32,5 (2632,5 кН по аналогии с PM2) кПа (на рисунках эти кривые не показаны). При выключении дилатации и сохранении параметров УР (HS) результат по нагрузке сопоставим с кривой для PM3-2 на рис. 9, 10, но при этом прогибы увеличились до 40 мм (на ~ 33 %).

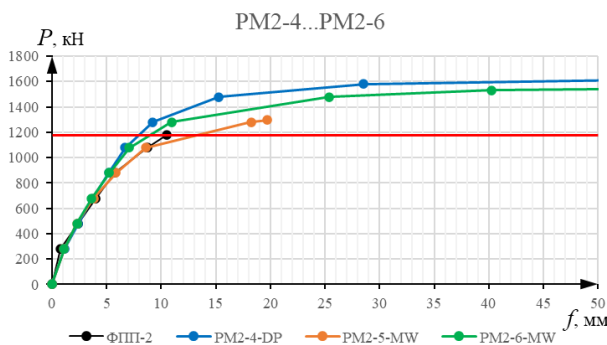


Рис. 7. Диаграмма « $P - f$ » PM2-4...PM2-6

Fig. 7. “ $P - f$ ” diagram of RM2-4...RM2-6

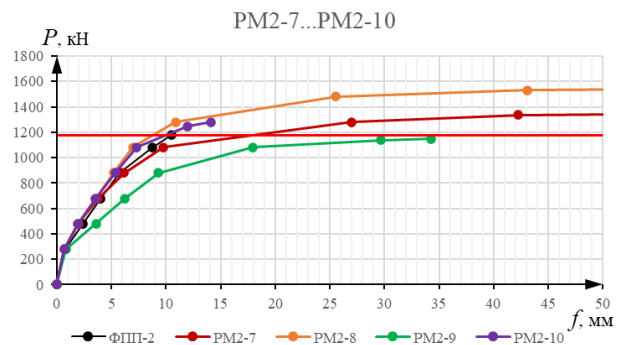


Рис. 8. Диаграмма « $P - f$ » PM2-7...PM2-10

Fig. 8. “ $P - f$ ” diagram of RM2-7...RM2-10

7. При сравнении кривых PM2-9 и PM2-10 на рис. 8, отличающихся способом учета разупрочнения бетона — линейная (HSD6) и экспоненциальная (HSD2, рис. 1, b) зависимости, видно, что параметры HSD6 существенно завышают деформативность фрагмента плиты при заданных значениях. Снижение в PM2-9 параметра k_{tr} приведенного в табл. 1, в два раза с 0,0005 до 0,00025 приводит к увеличению прогибов с ~ 34 до 40 мм (видимо за счет большего общего количества итераций) и снижению предельной нагрузки до 1080 кН, в связи с чем можно сделать вывод, что линейная зависимость менее пригодна для моделирования плит.

8. При увеличении в 5 раз с 0,01 до 0,05 остаточного относительного напряжения при растяжении Ω_{tr} в РМ3-3 по сравнению с РМ3-2 результаты на диаграмме « $P - f$ » изменились так незначительно, что соответствующие кривые на рис. 9 наложались друг на друга. При повторном увеличении Ω_{tr} в 5 раз с 0,05 до 0,25 результаты также практически не изменились (на рисунках эти кривые не показаны).

9. При увеличении диаметра рабочей арматуры до 16 и 20 мм в РМ2-10-1 и РМ2-10-2, соответственно, по сравнению с РМ2-10 предельная нагрузка P заметно увеличилась с 1280 до 1587 (24 %) и 1761 (38 %) кН, см. рис. 11.

При увеличении диаметра рабочей арматуры на опоре и в пролете до 16 и 20 мм в РМ3-2-1 и РМ3-2-2, соответственно, по сравнению с РМ3-2 предельная нагрузка P увеличилась с 15,2 до значений 16,9 (11,2 %) и 17,5 (15,1 %) кПа (1369 и 1418 кН по аналогии с РМ2), соответствующих горизонтальным участкам кривых, см. рис. 10. Из этого следует, что дальнейшее увеличение площади арматуры в опорной зоне реальной плитной конструкции, а не в «вырезанном» для проведения натурных испытаний фрагменте с габаритами 2×2 м почти не приводит к увеличению несущей способности на продавливание, поскольку могут уменьшиться пролет среза и увеличиться угол наклона граней пирамиды, как в данном случае с 20° [15, рис. 5] до возможных $\sim 45^\circ$.

На рис. 10 в РМ3-2-1 и РМ3-2-2 после прохождения горизонтальных участков кривых дальнейший рост нагрузки соответствует возникновению «пластического» сдвига в опорной зоне вокруг колонны и был получен единожды в каждой из этих РМ, при повторении расчетов без изменения каких-либо параметров рост нагрузки после горизонтальных участков больше не воспроизводился. Необходимо отметить, что для большинства рассмотренных в табл. 1 РМ при одинаковых параметрах фиксировались некоторые отличия в количестве итераций и промежуточных шагов на различных этапах нагружения, характерных развитию пластических деформаций — сложилось впечатление, что процедура Ньютона – Рафсона также зависит от аппаратных возможностей компьютера, меняющихся во времени (объем свободной оперативной памяти; загрузка процессора; ...).

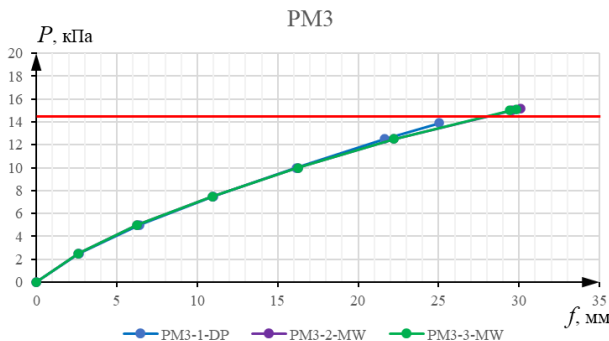


Рис. 9. Диаграмма « $P - f$ » РМ3
Fig. 9. « $P - f$ » diagram of RM3

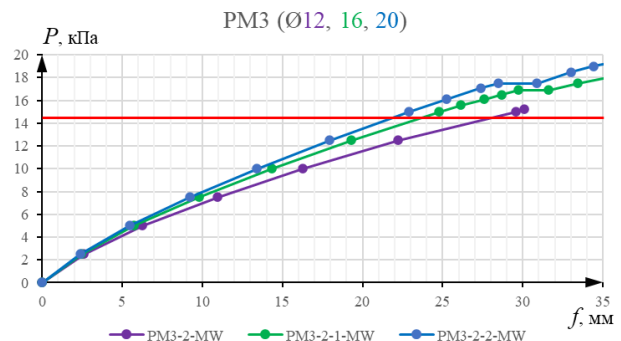


Рис. 10. Диаграмма « $P - f$ » РМ3 при увеличении диаметра арматуры
Fig. 10. « $P - f$ » diagram of RM3 with increasing reinforcement diameter

Обозначения к рис. 5–11 — красные горизонтальные линии:

- рис. 5 (РМ1). Сплошная — предельная нагрузка по теориям расчета Гвоздева или Карпенко, см. п. 2 «Результаты ...». Штриховая — предельная нагрузка, указанная в Справке ПВК;
- рис. 5–8, 11 (РМ2). Предельная нагрузка по результатам натурального эксперимента для опорной зоны плиты в работе [15];
- рис. 9, 10 (РМ3). Предполагаемая предельная нагрузка по аналогии с работой [15], но для центрального фрагмента плиты без поперечной арматуры.

На рис. 10 и 11 кривые зеленого и синего цветов соответствуют РМ, в которых диаметр рабочей арматуры увеличен до 16 и 20 мм соответственно, см. п. 9 «Результаты ...».

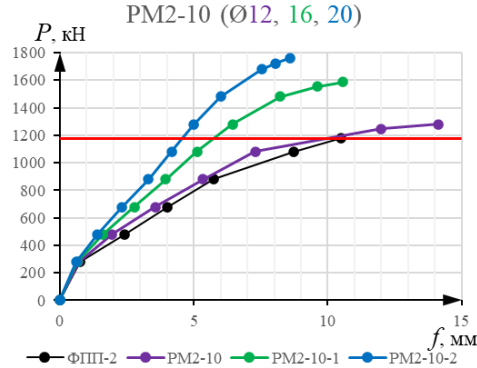


Рис. 11. Диаграмма « $P - f$ » PM2 при увеличении диаметра арматуры
Fig. 11. “ $P - f$ ” diagram of RM2 with increasing reinforcement diameter

На рис. 12, 13 и 14, 15 приведены изополя напряжений σ_s (кПа) в арматурных слоях PM1-2 по осям X и Y , соответственно, при равномерно распределенной нагрузке 27,5 кПа (суммарное усилие 660 кН), практически соответствующей предельной нагрузке в Справке ПВК, и 57,7 кПа (суммарное усилие 1385 кН), соответствующей завершению итерационного процесса. В Справке ПВК на рис. 49.11 и 49.12 приведены напряжения σ_s только в направлении нехарактерного большого пролета (по X) и для двух критериев прочности бетона DP и MW — 24,5 и 24,4 МПа при суммарном внешнем усилии (нагрузке) — 610 (25,4 кПа) и 655 (27,3 кПа) кН.

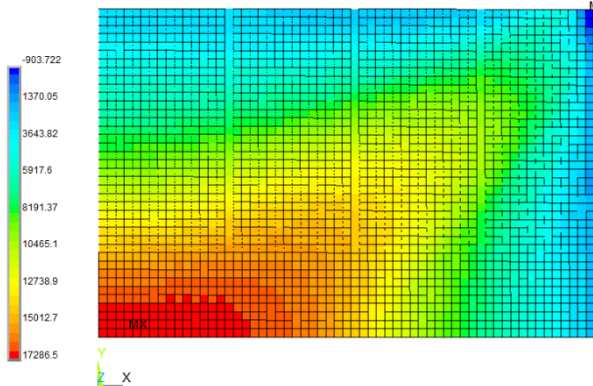


Рис. 12. Напряжения σ_s в PM1-2 по X при 27,5 кПа
Fig. 12. Stresses σ_s in RM1-2 along X at 27.5 kPa

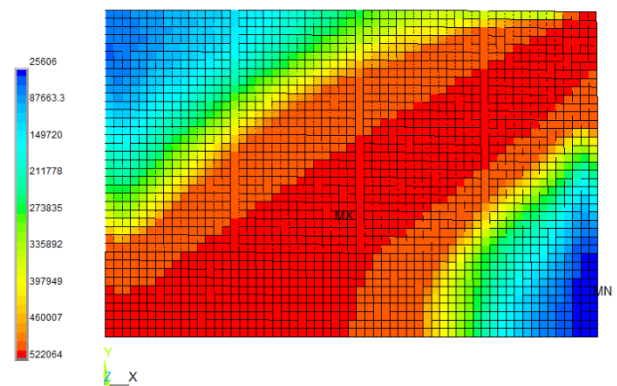


Рис. 13. Напряжения σ_s в PM1-2 по X при 57,7 кПа
Fig. 13. Stresses σ_s in RM1-2 along X at 57.7 kPa

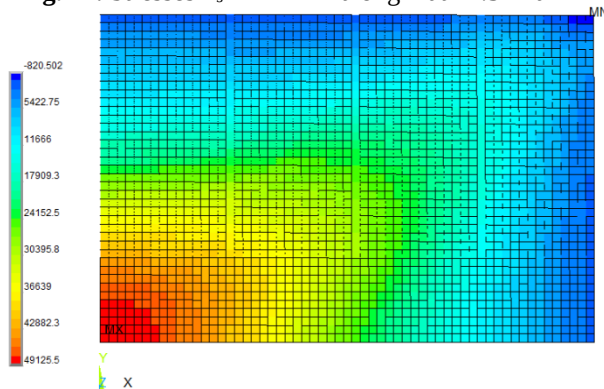


Рис. 14. Напряжения σ_s в PM1-2 по Y при 27,5 кПа
Fig. 14. Stresses σ_s in RM1-2 along Y at 27.5 kPa

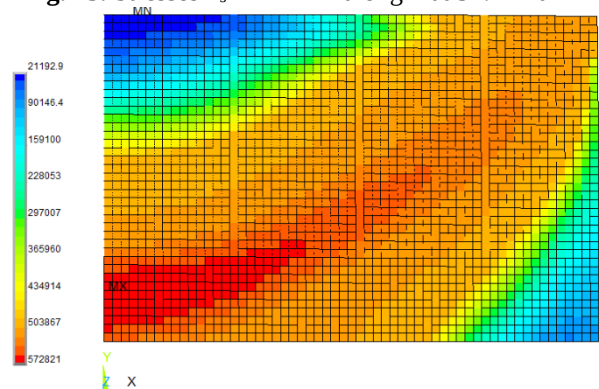


Рис. 15. Напряжения σ_s в PM1-2 по Y при 57,7 кПа
Fig. 15. Stresses σ_s in RM1-2 along Y at 57.7 kPa

На рис. 16–19 приведены изополя прогибов f (м), напряжений σ_s (кПа) и относительных деформаций $\varepsilon_{s,pl}$ (пластические) и $\varepsilon_{s,tl}$ (суммарные) в арматурном слое PM2-10 по оси X при

сосредоточенной внешней нагрузке 1280 кН (распределенная для РМ3-2 — 15,8 кПа), соответствующие завершению итерационного процесса.

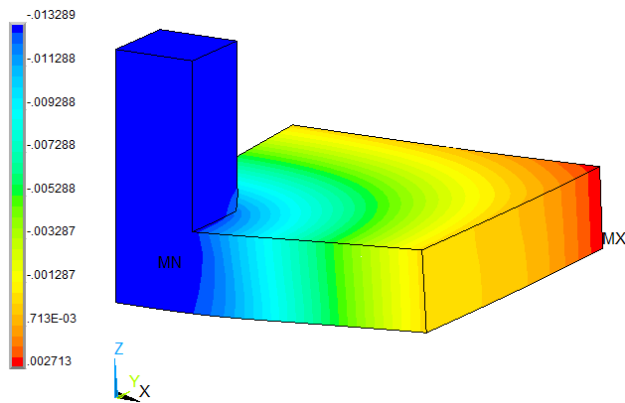


Рис. 16. Прогибы f в РМ2-10 по Z при 1280 кН
Fig. 16. Deflections f in RM2-10 along Z at 1,280 kN

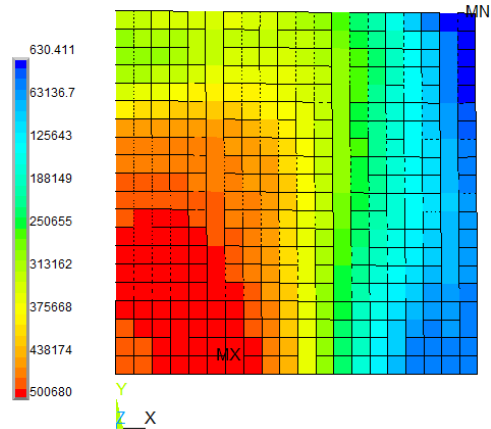


Рис. 17. Напряжения σ_s в РМ2-10 по X при 1280 кН
Fig. 17. Stresses σ_s in RM2-10 along X at 1,280 kN

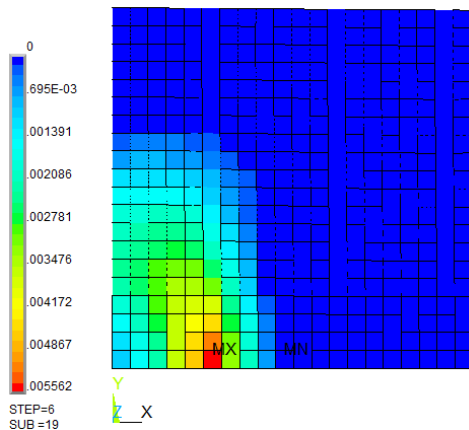


Рис. 18. Деформации $\epsilon_{s,pl}$ в РМ2-10 по X при 1280 кН
Fig. 18. Deformations $\epsilon_{s,pl}$ in RM2-10 along X at 1,280 kN

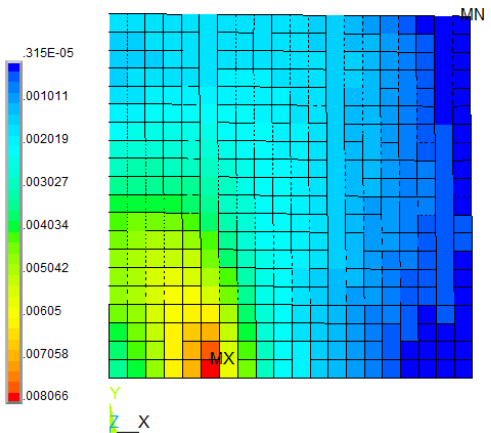


Рис. 19. Деформации $\epsilon_{s,tl}$ в РМ2-10 по X при 1280 кН
Fig. 19. Deformations $\epsilon_{s,tl}$ in RM2-10 along X at 1,280 kN

На рис. 20–23 для РМ3-2 приведены изополя прогибов f (м), напряжений σ_{bx} (кПа) в нижнем слое бетона по оси X , напряжений $\sigma_{s,b}$ и $\sigma_{s,t}$ (кПа) в нижнем и верхнем арматурных слоях по оси X при равномерно распределенной нагрузке 15,2 кПа (сосредоточенная для РМ2-10 — 1231 кН), полученные в конце итерационного процесса.

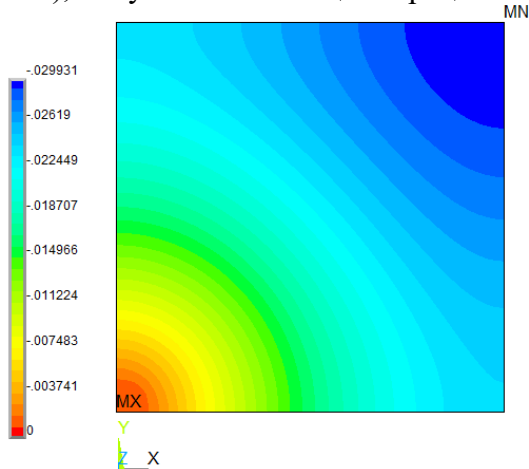


Рис. 20. Прогибы f в РМ3-2 по Z при 15,2 кПа
Fig. 20. Deflections f in RM3-2 along Z at 15.2 kPa

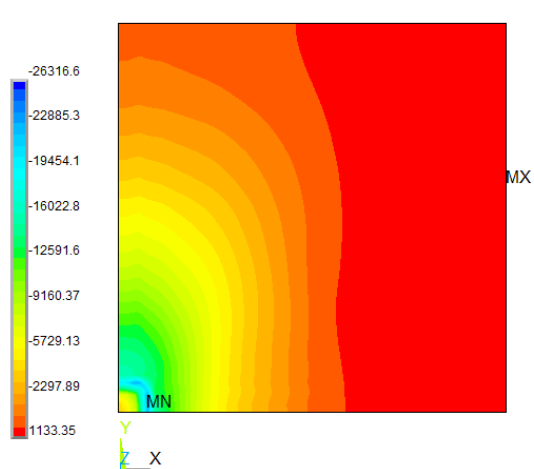


Рис. 21. Напряжения σ_{bx} в РМ3-2 по X при 15,2 кПа
Fig. 21. Stresses σ_{bx} in RM3-2 along X at 15.2 kPa

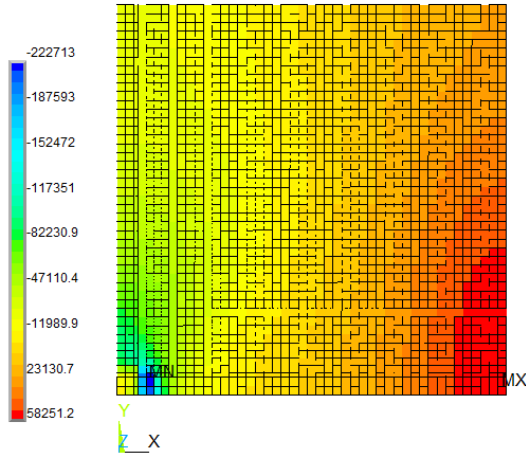


Рис. 22. Напряжения $\sigma_{s,b}$ в РМ3-2 по X при 15,2 кПа
Fig. 22. Stresses $\sigma_{s,b}$ in RM3-2 along X at 15.2 kPa

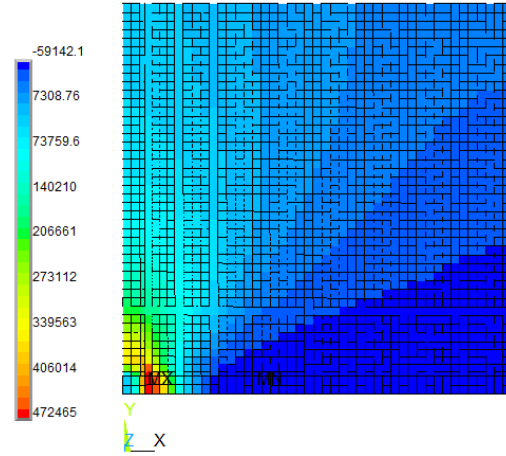


Рис. 23. Напряжения $\sigma_{s,t}$ в РМ3-2 по X при 15,2 кПа
Fig. 23. Stresses $\sigma_{s,t}$ in RM3-2 along X at 15.2 kPa

10. Кратное изменение (увеличение и уменьшение в два раза) принятого значения энергии разрушения G_{ft} (до 80 или 20 Дж/м²) в РМ2-10 и РМ3-2 при сохранении величин других параметров УРД (HSD) не оказывает заметного влияния на кривые « $P - f$ » как в части предельной нагрузки, так и прогибов.

Остальные параметры УРД (HSD) для РМ2 и РМ3 достаточно интуитивные: снижение механических характеристик в относительном выражении приводит к уменьшению предельной нагрузки и увеличению прогибов, и были подобраны исходя из наибольшего соответствия экспериментальной диаграмме « $P - f$ » фрагмента плиты ФПП-2, рассмотренного в работе [15].

11. В РМ1 приращение нагрузки на каждом шаге составляло половину от нормативного собственного веса плиты — 2,5 кПа. В РМ2 и РМ3 приращение нагрузки было принято на основе проведенного натурного эксперимента — 200 кН и 2,5 кПа соответственно, при этом в РМ-2 собственный вес плиты и оснастки задавался до начала нагружения с помощью команды ACEL, определяющей ускорение свободного падения для задания силы тяжести (в нашем случае вдоль оси Z). При увеличении количества шагов и уменьшении величины приращения нагрузки в два раза каких-либо значительных изменений на диаграммах « $P - f$ » для всех РМ1...РМ3 не выявлено.

12. На рис. 21–23 можно заметить важный и интересный результат расчета — граница нулевых изгибающих моментов (или нулевых нормальных сжимающих напряжений в бетоне σ_{bx} и арматуре $\sigma_{s,b}$) на рис. 21, 22 проходит на расстоянии $\sim 1/5L$ ($9/5 = 1,8$ м) от оси колонны. При этом граница нулевых нормальных растягивающих напряжений в арматуре $\sigma_{s,t}$ (рис. 23) находится гораздо ближе к колонне, на расстоянии от оси $\sim 1/9L$ ($9/9 = 1,0$ м). Это происходит, скорее всего, в связи с «пластическим» сдвигом в бетоне опорной зоны плиты, см. также п. 9 выше, и вряд ли соответствует реальной картине НДС.

В дополнение перечисленных выше количественных оценок результатов численного моделирования плитных ЖБК в нелинейной постановке необходимо отметить качественные:

1. С помощью реализованного в ПВК аппарата упрочнения – разупрочнения – дилатации (УРД-HSD) бетона и стали для случая продавливания можно получить удовлетворительные результаты соответствия механических моделей, основанных на различных теориях прочности бетона — DP и MW, относительно результатов физических экспериментов в части диаграмм « $P - f$ » при различных параметрах РМ: размеры КЭ, способ армирования и т.д.

Для плит, опертых по контуру, получить аналогичный результат не удалось, что вызывает множество вопросов к диаграмме « $P - f$ » и оценке предельной нагрузки, указанных в Справке:

- причина невозможности дальнейшего сопротивления конструкции росту внешней нагрузки выше значения 27,5 кПа при напряжениях в нижней растянутой рабочей арматуре класса А500 по оси X — 25,5 МПа (в РМ1-2: по оси X — 17,3 МПа, по оси Y — 49,1 МПа);
- причина столь существенной разницы в оценках предельной нагрузки по сравнению с прикладными теориями расчета, см. п. 2 «Результаты ...».

Кроме того, такой подход существенно снижает влияние самих критериев прочности и пластичности бетона на конечный результат и картину НДС железобетонных плит. В этой связи можно сделать следующий вывод: выбор теории прочности бетона не является определяющим для расчета плитных ЖБК при текущем способе моделирования трещин.

2. Рассмотренный способ учета нормальных и наклонных трещин на основе модели условных трещин (использования относительных пластических деформаций растяжения бетон $\varepsilon_{bt,pl}$ вместо фактических трещин) не позволяет получить близкое к реальности НДС изгибаемых ЖБК как в части напряжений в сжатой зоне бетона над трещинами, так и в растянутой арматуре, особенно в пролетных зонах плит на примере РМ1 и РМ3.

Возможно, другой подход на основе модели микроплоскостей (microplane model) [21, 22], реализованный в ПВК и рассмотренный на примере узла сопряжения ригеля с колонной в разделе 54 Справки, позволяет получить более качественные результаты моделирования НДС ЖБК. Хотя изополя пластических деформаций в арматуре с максимальным значением $\varepsilon_{s,pl} = 0,044$ и повреждений бетона при растяжении и сжатии, показанные на рис. 54.8 и 54.6 Справки соответственно, позволяют в этом усомниться и вызывают не меньше вопросов, чем результаты в разделе 49.

3. Диаграммы « $P - f$ » не могут служить инструментом для получения качественной оценки НДС плитных ЖБК при использовании рассмотренных способов моделирования. Тем не менее при расчетах на продавливание являются хорошим вспомогательным инструментом.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Работа [1, стр. 8] начинается с описания направлений, которые занимаются изучением проблем прочности, разрушения и пластической деформации различных конструктивных материалов. Инструменты и подходы, рассматриваемые в данной статье, относятся только к одному из них — механико-расчетному (техническому), который использует аппарат и концепции механики сплошной среды. Множество физико-химических особенностей бетона и железобетона не укладываются в рамки механического подхода и, скорее всего, вряд ли будут когда-нибудь учтены в полном объеме, например: структура бетона и изменение прочности во времени; начальные напряжения и усадка бетона в зависимости от способа изготовления; отсутствие, наличие и влияние профиля арматуры на сцепление с бетоном; скорость и способ приложения нагрузки; влияние поперечных деформаций арматуры на бетон, зажатый между арматурными сетками или каркасами и другие, перечисленные в монографии [3]. Главный недостаток текущей реализации на основе МКЭ в большинстве ПВК — это отсутствие возможности моделирования образования и раскрытия фактических силовых трещин, которые должны физически отсоединять друг от друга объемные 8-узловые КЭ по соответствующим граням и делить их при необходимости на более мелкие 6-, 5- и 4-узловые КЭ, что позволит сформировать и показать возникающие поверхности нормальных и наклонных трещин в перестроенной расчетной модели уже на основе последующего нелинейного расчета. Подмена предложенного подхода отображением растягивающих пластических деформаций вместо трещин, как, например, на рис. 16 в статье [8], характерная большинству других источников и ПВК, не позволяет перейти на качественно новый уровень моделирования НДС ЖБК, который должен позволить получить скачки напряжений в сжатом бетоне над нормальными трещинами по сравнению с окружающим сжатым бетоном [23], а также дополнительные скачки в месте условного пересечения

нормальной и наклонной трещин, как показано на рис. 14, г в работе [24]. Очевидно, что такая реализация базируется на результатах первичного линейного расчета на основе теории упругости и потребует существенной корректировки и доработки текущих возможностей МКЭ посредством создания специальных 8- или 20-узловых объемных КЭ, которые предварительно «собраны» и далее согласно определенному критерию разделяются на более мелкие плоскостями, проходящими через существующие узлы КЭ. Одним из таких критериев в дополнение к используемым для исходного объемного КЭ может служить ориентация площадок главных растягивающих напряжений. Понятно, что одной подобной итерации может быть недостаточно для того, чтобы получить фактическую геометрию и раскрытие трещин, в связи с чем процедура должна повториться еще один или более раз. Очевидно, что чем меньше размер объемного КЭ, тем больше результаты деления будут соответствовать фактическому положению главных площадок и силовых трещин. Другим важным дополнением предложенного подхода должен стать критерий [25], регламентирующий расстояние между образующимися трещинами, поскольку далеко не каждый объемный КЭ должен разделяться на части, даже если в нем возникают соответствующие растягивающие напряжения.

Сложность этой задачи такова, что требует привлечения ключевых специалистов в области прикладной математики и программирования, специализирующихся на разработке и реализации МКЭ, которыми безусловно являются разработчики данного ПВК.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Генцев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М. : Стройиздат, 1978. 316 с.
2. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976. 208 с.
3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М., Стройиздат, 1996. 413 с.
4. Филоненко-Бородич М.М. Механические теории прочности. М. : Издательство МГУ, 1961. 84 с.
5. Агапов В.П., Маркович А.С. Критерий прочности бетона для двух- и трехосного напряженного состояния // Интернет-журнал «Транспортные сооружения». 2023. Т. 10. № 4. С. 1–25.
6. Агапов В.П., Маркович А.С. Шестипараметрический критерий прочности для бетона // Строительная механика и расчет сооружений. 2023. № 6 (311). С. 20–32.
7. Агапов В.П., Маркович А.С. Расчет массивных железобетонных конструкций с учетом трещинообразования // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 7. С. 43–49.
8. Бударин А.М., Ремпель Г.И., Камзолкин А.А., Алехин В.Н. Деформационно-прочностная модель бетона с двойным независимым упрочнением // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. Вып. 4. С. 517–532.
9. Ремпель Г.И., Бударин А.М., Долгих А.П., Камзолкин А.А., Алехин В.Н. Обзор и сравнительный анализ критериев прочности для моделирования нелинейного поведения бетона // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. Вып. 6. С. 857–877.
10. Бударин А.М., Плетнев М.В., Алехин В.Н. Численное моделирование изгибаемых железобетонных элементов с использованием критерия прочности Друкера-Прагера // Академический вестник УралНИИпроект РАН. АСН. 2018. № 3 (38). С. 74–77.
11. Novozhilov Y.V., Dmitriev A.N., Mikhailuk D.S. Precise Calibration of the Continuous Surface Cap Model for Concrete Simulation // Buildings. 2022. Vol. 12. DOI: 10.3390/buildings12050636
12. Willam K.J., Warnke E.D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete // Proceedings of IABSE, Structural Engineering Report 19, Section III. 1975. Pp. 1–30.
13. Menetrey P., Willam K.J. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization // ACI Structural Journal. 1995. Vol. 92. Issue 3. DOI: 10.14359/1132
14. Menetrey P. Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures. Lausanne, EPFL, Dissertation 1279, 1994. P. 179.
15. Пекин Д.А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 10. С. 20–28.
16. Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite element // Cement and Concrete Research (US). 1976. Vol. 6. Pp. 773–782.
17. Клованич С.Ф., Шеховцов В.И. Продавливание железобетонных плит. Натурный и численный эксперименты. Одесса : ОНМУ, 2011. 119 с.
18. Chen W-F., Saleeb A.F. Constitutive equations for engineering materials. Plasticity and Modeling. Vol. 2. Amsterdam : Elsevier Publishing, 1994. 1129 p.

19. Пекин Д.А. Механика железобетонных балок с нормальными трещинами при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 10. С. 12–23.
20. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М. : Госстройиздат, 1949. 280 с.
21. Bazant Z.P., Gambarova P.G. Crack shear in concrete: Crack band microplane model // Journal of Structural Engineering. 1984. Vol. 110. Pp. 2015–2036.
22. Bazant Z.P., Oh B.H. Microplane model for progressive fracture of concrete and rock // Journal for Engineering Mechanics. 1985. Vol. 111. Pp. 559–582.
23. Пекин Д.А. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с нормальными трещинами при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 9. С. 59–67.
24. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев : Будивэльник, 1989. 104 с.
25. Пекин Д.А. Деформационный критерий образования нормальных трещин в железобетонных балках при плоском изгибе // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8. № 4. С. 33–43.

REFERENCES

1. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. *Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1978; 316. (in Russian).
2. Karpenko N.I. *Theory of deformation of reinforced concrete with cracks*. Moscow, Stroyizdat, 1976; 208. (in Russian).
3. Karpenko N.I. *General models of reinforced concrete mechanics*. Moscow, Stroyizdat, 1996; 413. (in Russian).
4. Filonenko-Borodich M.M. *Mechanical Theories of Strength*. Moscow, Moscow State University Publishing House, 1961; 84. (in Russian).
5. Agapov V.P., Markovich A.S. Strength Criterion of Concrete for Bi- and Triaxial Stress States. *Online Journal "Transport Structures"*. 2023; 10(4):1-25. DOI: 10.15862/09SATS423 (in Russian).
6. Agapov V.P., Markovich A.S. Six-Parameter Strength Criterion for Concrete. *Structural Mechanics and Calculation of Structures*. 2023; 6(311):20-32. (in Russian)
7. Agapov V.P., Markovich A.S. Calculation of Massive Reinforced Concrete Structures Taking into Account Cracking. *Industrial and Civil Engineering*. 2023; 7:43-49. DOI: 10.33622/0869-7019.2023.07.43-49 (in Russian).
8. Budarin A.M., Rempel G.I., Kamzolkyn A.A., Alekhin V.N. Stress-strain concrete model with double independent reinforcement. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2023; 18(4):517-532. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.4.517-532 (in Russian).
9. Rempel G.I., Budarin A.M., Dolgikh A.P., Kamzolkin A.A., Alekhin V.N. Review and comparative analysis of strength criteria for modelling non-linear behaviour of concrete. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2024; 19(6):857-877. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.857-877 (in Russian).
10. Budarin A.M., Pletnev M.V., Alekhine V.N. Numerical modeling of bending reinforced concrete elements using the Drucker-Prager strength criterion. *Academic Bulletin of the UralNII-proekt RAASN*. 2018; 3(38):74-77. (in Russian).
11. Novozhilov Y.V., Dmitriev A.N., Mikhalkuk D.S. Precise Calibration of the Continuous Surface Cap Model for Concrete Simulation. *Buildings*. 2022; 12. DOI: 10.3390/buildings12050636
12. Willam K.J., Warnke E.D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. *Proceedings of IABSE, Structural Engineering Report 19, Section III*. 1975; 1-30.
13. Menetrey P., Willam K.J. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *ACI Structural Journal*. 1995; 92:3. DOI: 10.14359/1132
14. Menetrey P. *Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures*. Lausanne, EPFL, Dissertation 1279, 1994; 179.
15. Pekin D.A. The influence of bending on the mechanism of punching of the support zone of a reinforced concrete slab. *Industrial and civil engineering*. 2019; 10:20-28. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.10.20-28 (in Russian).
16. Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite element. *Cement and Concrete Research (US)*. 1976; 6:773-782.
17. Klovach S.F., Shekhovtsov V.I. *Punching of reinforced concrete slabs. Natural and numerical experiments*. Odessa, ONMU, 2011; 119. (in Russian).
18. Chen W-F., Saleeb A.F. *Constitutive equations for engineering materials. Plasticity and Modeling*. Vol. 2. Amsterdam, Elsevier Publishing, 1994; 1129.

19. Pekin D.A. Mechanics of Reinforced Concrete Beams With Normal Cracks Under Flat Bending. *Industrial and Civil Engineering*. 2024; 10:12-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.10.12-23 (in Russian).
20. Gvozdev A.A. *Calculation of the bearing capacity of structures using the limit equilibrium method*. Moscow, Gosstroyizdat, 1949; 280. (in Russian).
21. Bazant Z.P., Gambarova P.G. Crack shear in concrete: Crack band microplane model. *Journal of Structural Engineering*. 1984; 110:2015-2036.
22. Bazant Z.P., Oh B.H. Microplane model for progressive fracture of concrete and rock. *Journal for Engineering Mechanics*. 1985; 111:559-582.
23. Pekin D. A. Stages of Stress-Strain State of Reinforced Concrete Beams With Normal Cracks Under Plane Bending. *Industrial and Civil Engineering*. 2024; 9:59-67. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.09.59-67 (in Russian).
24. Zalesov A.S., Klimov Yu.A. *Strength of reinforced concrete structures under the action of transverse forces*. Kyiv, Budivelnik, 1989; 104. (in Russian).
25. Pekin D.A. Deformation criterion for the formation of normal cracks in reinforced concrete beams under plane bending. *Reinforced concrete structures*. 2024; 8(4):33-43. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.4.33-43 (in Russian).



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.44-52

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Проектирование и расчет усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений с использованием сталефибробетона

Д.Г. Уткин*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

* udg70@mail.ru

Ключевые слова: усиление, железобетонные конструкции, сталефибробетон, перегрузка, обойма, наращивание, поверочный расчет, деформационная модель

История статьи

Поступила в редакцию: 15.05.2026

Доработана: 02.06.2026

Принята к публикации: 04.06.2026

Для цитирования

Уткин Д.Г. Проектирование и расчет усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений с использованием сталефибробетона // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 44–52.

Аннотация. В статье представлены варианты усиления и восстановления несущих железобетонных конструкций зданий, поврежденных в процессе эксплуатации. Эффективность использования сталефибробетона для усиления конструкций обусловлена повышенными прочностными и деформационными характеристиками материала по сравнению с железобетоном. Кроме того, многочисленные теоретические и экспериментальные исследования подтвердили повышенную в 3–5 раз трещиностойкость сталефибробетонных конструкций по сравнению с железобетонными. Определены оптимальные характеристики сталефибробетона для использования в качестве арматуры. На основе теоретических и экспериментальных исследований сформулированы предпосылки и методика расчета изгибаемых, сжато-криволинейных и обжатых железобетонных конструкций с зонным армированием из стальной фибры, работающих при статических и кратковременных динамических нагрузках. Разработанный метод расчета прочности нормальных и наклонных сечений реализует нелинейную модель деформирования, основанную на реальных диаграммах деформирования материалов. Для возможности практического применения этих исследований были разработаны алгоритм и компьютерная расчетная программа, которые позволяют инженеру подбирать оптимальные параметры сталефиброармирования, бетона и арматуры для усиления и восстановления поврежденных железобетонных конструкций путем вариантного расчета. В процессе расчета определяется процент перегрузки конструкции, необходимый уровень усиления с учетом требуемого коэффициента запаса и выбирается вариант усиления с необходимыми параметрами.

Дмитрий Геннадьевич Уткин, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4563-4794; E-mail: udg70@mail.ru

© Уткин Д.Г., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Design and Calculation of Reinforcement of Reinforced Concrete Structures of Buildings and Structures Using Steel Fiber Concrete

D.G. Utkin*

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* udg70@mail.ru

Keywords: Reinforcement, reinforced concrete structures, steel-fiber concrete, overload, cage, build-up, calibration calculation, deformation model

Article history

Received: 15.05.2026

Revised: 02.06.2026

Accepted: 04.06.2026

For citation

Utkin D.G. Design and Calculation of Reinforcement of Reinforced Concrete Structures of Buildings and Structures Using Steel Fiber Concrete. *Reinforced concrete structures*. 2026; 3(15):44-52.

Abstract. The article presents options for strengthening and restoring load-bearing reinforced concrete structures of buildings damaged during operation. The effectiveness of using steel-fiber concrete to strengthen structures is due to the increased strength and deformation characteristics of the material compared to reinforced concrete. In addition, numerous theoretical and experimental studies have confirmed a 3–5-fold increased crack resistance of steel-fiber-reinforced concrete structures compared to reinforced concrete ones. The optimal characteristics of steel fiber concrete for use as reinforcement have been determined. Based on theoretical and experimental studies, the prerequisites and methodology for calculating bendable, compressed-curved and compressed reinforced concrete structures with zone reinforcement made of steel fiber operating under static and short-term dynamic loads are formulated. The developed method for calculating the strength of normal and inclined sections implements a nonlinear deformation model based on real diagrams of deformation of materials. For the possibility of practical application of these studies, an algorithm and a computer calculation program have been developed that allow the engineer to select the optimal parameters of steel fiber reinforcement, concrete and reinforcement for strengthening and restoring damaged reinforced concrete structures by variant calculation. During the calculation process, the percentage of overload of the structure is determined, the required gain level is determined taking into account the required margin factor, and a gain option with the necessary parameters is selected.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время вопрос реконструкции, восстановления технического состояния, капитального ремонта строительных конструкций зданий и сооружений является очень актуальной задачей в строительной сфере. Продление нормативного и пост-нормативного срока эксплуатации конструкций и зданий (сооружений) в целом очень важная задача как в техническом, так и в экономическом аспектах развития строительства. Для решения данных задач необходимо развитие нескольких факторов: методов расчета, применение новых технологий и применение эффективных материалов для усиления и восстановления строительных конструкций зданий и сооружений.

Сталефибробетон как материал изучен достаточно подробно, имеются многочисленные теоретические и экспериментальные исследования [1–20], а также нормативно закреплённые характеристики этого материала, методики расчета при статическом нагружении, конструктивные и технологические рекомендации. Но до сих пор отсутствуют рабочие нормативные источники, позволяющие инженеру применять сталефибробетон для усиления и восстановления существующих железобетонных конструкций зданий и тем более инженерных сооружений.

Dmitriy G. Utkin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4563-4794, E-mail: udg70@mail.ru

Повышение трещиностойкости при армировании железобетонных конструкций армирующим волокном достигается за счет применения зонного армирования стальным волокном в растянутой зоне элемента, а повышение прочности изогнутых и сжато-изогнутых элементов достигается за счет применения зонного армирования волокном в сжатой зоне железобетонного элемента. Однако до сих пор прочностные и эксплуатационные характеристики сталефибробетона остаются малоизученными, в литературе много противоречивой информации, а технология введения стальной фибры в бетон не отлажена: технологии, рекомендованные производителем для производства такого фибробетона, имеют существенные отличия от технологий, используемых в работе отечественных и зарубежных исследователей. На сегодняшний день в России отсутствуют утвержденные нормативные и методические документы по созданию и расчету сталефибробетонных изделий и конструкций при кратковременных динамических нагрузках и в качестве армирования. В данной статье представлены варианты усиления и восстановления железобетонных конструкций зданий и сооружений, поврежденных в результате длительной эксплуатации или аварийных воздействий.

МЕТОД

Для поврежденных железобетонных конструкций зданий был разработан набор вариантов усиления, основанный на повышении их несущей способности за счет дополнительного армирования поперечного сечения с использованием сталефибробетона. Для сжатых элементов и конструкций (колонн, целиков, верхних поясов ферм, столбчатых фундаментов) рекомендуется использовать арматуру в виде зажимов или оболочек. При армировании колонн железобетонными обоймами и рубашками из сталефибробетона (рис. 1) рекомендуется использовать арматуру в виде хомутов и зонного армирования из сталефибробетона. Нет необходимости использовать рабочую арматуру, так как прочность на сжатие армированного сталефибробетона выше прочности бетона на сжатие на 30–50 %. Достаточно использовать поперечную арматуру.

При расчете необходимо определить требуемую толщину наращивания и параметры сталефибробетона. Оптимальным по результатам теоретических и экспериментальных исследований является использование процентного содержания стальных волокон в объеме бетона — 1,5–2 %. Стальное волокно может быть использовано любого вида: фрезерованное из плит, нарезанное из проволоки, вырезанное из стальной полосы. Прочность бетона для арматурного каркаса определяется на тот же или на класс выше, чем фактическая прочность бетона армируемой конструкции. Толщина используемого арматурного каркаса учитывается при расчете несущей способности усиленной конструкции и необходимого количества арматуры. Однако необходимо учитывать конструктивные особенности арматуры, используемой с использованием каркаса или оболочки из стального волокна, такие как минимальная толщина арматуры в зависимости от размера используемого стального волокна. Поэтому при проектировании необходимо варьировать эти параметры: толщину наращивания и длину стального волокна. Для достижения равномерности и случайного распределения стальной фибры в объеме бетона оптимально использовать стальные волокна длиной не более 30–40 мм.

Усиление фундаментов наиболее эффективно при использовании сталефибробетонных обойм и рубашек. Это не только значительно повышает несущую способность фундаментов, но и дает возможность восстанавливать поверхности фундамента, поврежденные в процессе эксплуатации. Повышенная коррозионная и морозостойкость сталефибробетона обусловлена его мелкодисперсной матричной структурой, которая позволяет создавать единую монолитную смесь, ограничивающую проникновение влаги в материал (рис. 2).

Усиление изгибаемых конструкций зданий, таких как сборные многопустотные и ребристые плиты перекрытия (рис. 3), монолитные плиты перекрытия (рис. 4), сборные и монолитные балки перекрытия и покрытия (рис. 5), возможно несколькими способами.

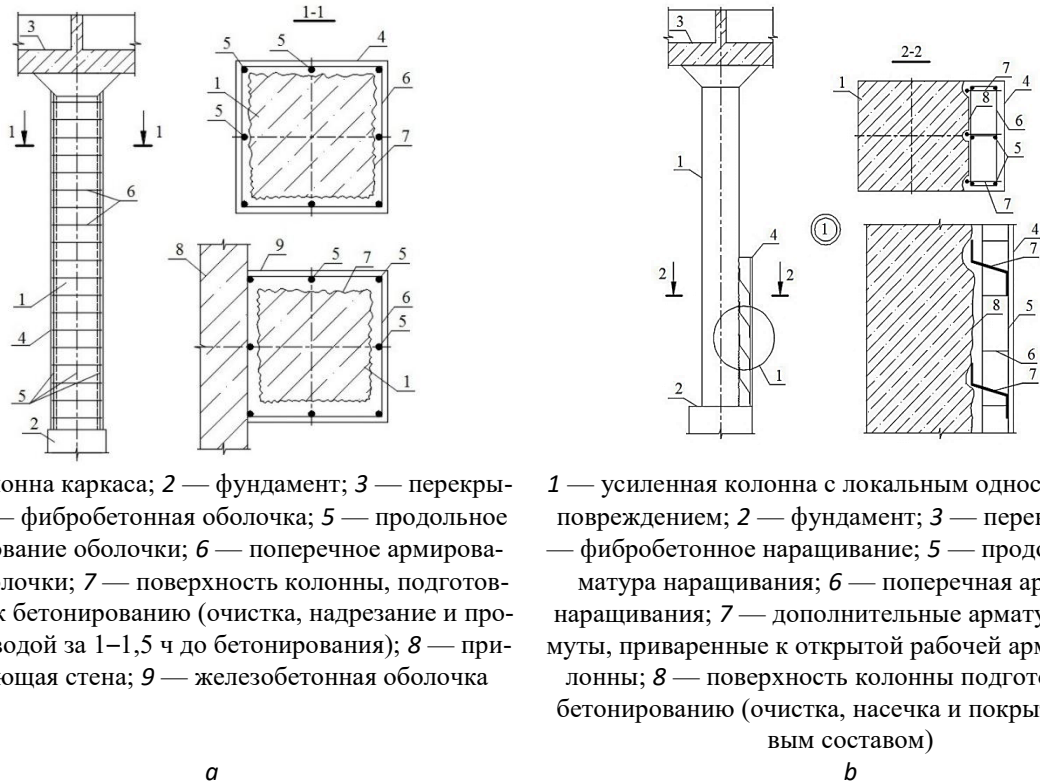


Рис. 1. Армирование железобетонных колонн: *a* — установка фибробетонной обоймы и рубашки; *b* — установка фибробетонного наращивания

Fig. 1. Reinforcement of the column: *a* — installation of fiber concrete jacket; *b* — fiber concrete additional layer

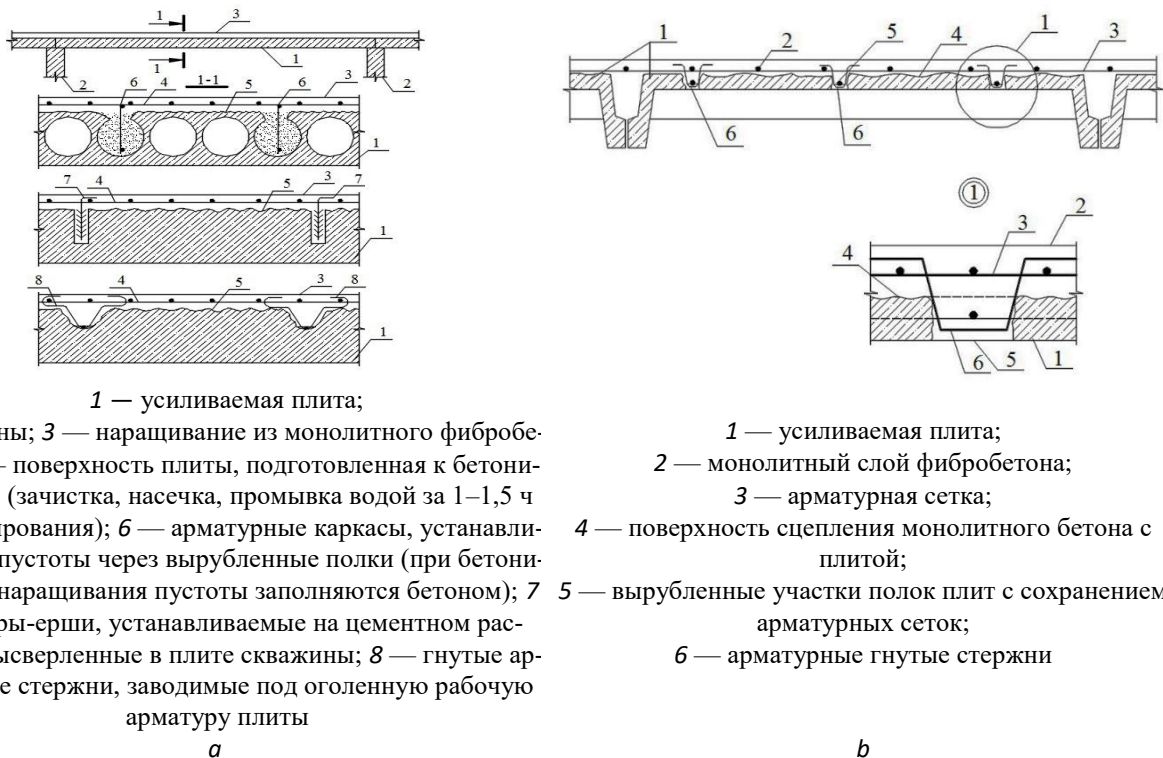
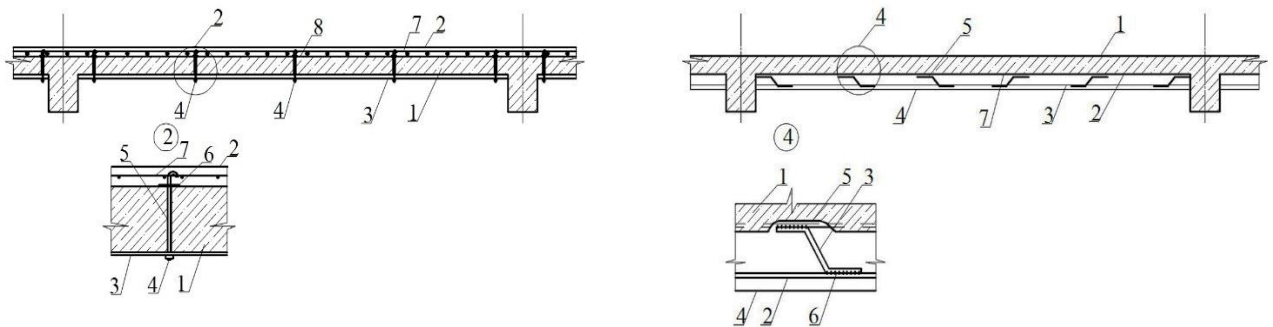


Рис. 2. Усиление железобетонных плит перекрытия: *a* — устройство наращивания сталефибробетоном сверху плиты перекрытия; *b* — наращивание сжатой зоны ребристых плит перекрытия с использованием сталефибробетона с недостаточной адгезией к поверхности

Fig. 2. Strengthening of reinforced concrete floor slabs: *a* — additional steel fiber concrete at top face of the floor slab; *b* — increasing of compressed zone of ribbed floor slabs using steel fiber concrete at not enough adhesion to surface

Если необходимо немного увеличить несущую способность, но при этом повысить трещиностойкость изогнутой конструкции, а также восстановить поврежденную поверхность, используется метод наращивания сталефибробетона снизу по конструктивной арматурной сетке. Трещиностойкость полученной новой конструктивной поверхности превышает аналогичные свойства бетона в 4–6 раз, что существенно влияет на долговечность конструкции. Если необходимо увеличить несущую способность гнутой конструкции на 10–20 %, то используется метод укладки сталефибробетона поверх профиля. Из-за технологических и конструктивных особенностей не во всех конструкциях возможно использование варианта наращивания верхней зоны. В связи с этим реальным и эффективным решением для укрепления изгибаемых конструкций является устройство обойм и рубашек, что позволяет увеличить несущую способность, а также трещиностойкость конструкции. На основе результатов многочисленных собственных исследований, а также теоретических и экспериментальных изысканий российских и зарубежных авторов были разработаны варианты восстановления и усиления железобетонных конструкций и элементов инженерных сооружений: силосов, бункеров и емкостей, а также их отдельных конструктивных элементов (стен, днищ, воронки, колонны, фундаменты) с использованием фибробетона. Представлены варианты восстановления и повторного упрочнения конструктивных железобетонных элементов оболочек покрытий с использованием фибробетона. Предлагаемые варианты восстановления и усиления инженерных сооружений, железобетонных конструкций и их элементов, работающих как при статических, так и при кратковременных динамических нагрузках, с использованием сталефибробетона в виде зонного армирования таких конструкций, а также программа расчета этих элементов позволяют принимать более обоснованные практические решения при проектировании экономичных и надежных железобетонных конструкций.



1 — железобетонная плита; 2 — фибробетонное наращивание; 3 — стальная полоса, прикрепленная к плите анкерными стержнями; 4 — анкерные стержни с крючками, установленные в отверстиях, просверленных в плите; 5 — отверстия, просверленные в плите; 6 — шайбы; 7 — армирующая нижняя поверхность плиты, подготовленная к бетонированию (зачистке, надрезанию)

Рис. 3. Усиление монолитных железобетонных плит перекрытия: *a* — усиление многоребристых и плоских перекрытий с помощью сталефибробетона; *b* — устройство наращивания сталефибробетоном снизу плиты

Fig. 3. Strengthening of reinforced concrete floor slabs: *a* — strengthening of multi-ribbed and flat floor slabs using steel fiber concrete; *b* — establishing additional layer of steel fiber concrete at bottom face of the slab

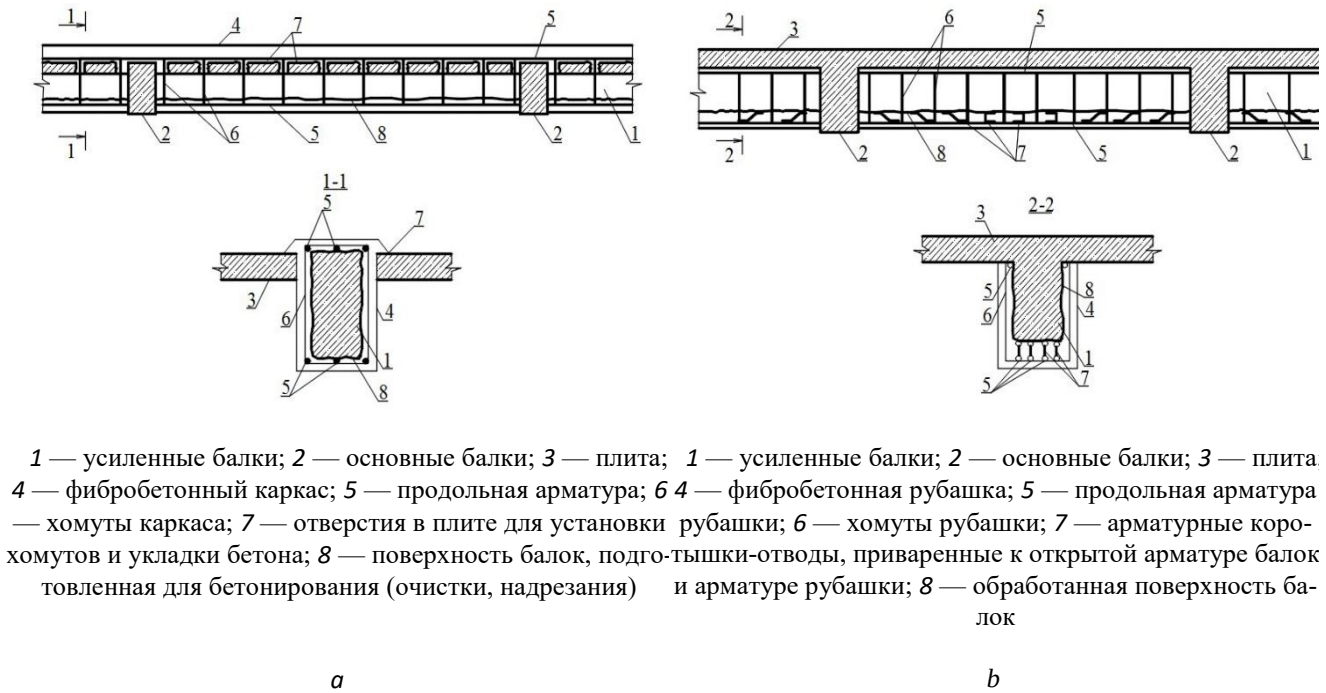


Рис. 4. Армирование балок монолитных железобетонных перекрытий зданий: *a* — устройство фибробетонного и арматурного каркаса; *b* — устройство фибробетонной рубашки

Fig. 4. Reinforcement of beams of cast-in-situ concrete floor slabs: *a* — establishing fiber concrete and reinforcement cage; *b* — establishing fiber concrete jacket

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

При проектировании усиления поврежденных железобетонных конструкций необходимо оценить их прочность и трещиностойкость. На первом этапе необходимо определить запас прочности или перегрузку конструкции при эксплуатационных нагрузках, фактические данные о прочности конструктивных материалов, арматуры и условиях эксплуатации. Далее при известных данных о перегрузке конструкции подбирается оптимальный вариант армирования с использованием сталефибробетона в зависимости от конструктивного решения, напряженно-деформированного состояния и условий эксплуатации конструкции. При проектировании арматуры расчетная модель позволяет изменять и оптимизировать следующие параметры: марку бетона и арматуры, толщину наращивания, рубашки или обоймы, процентное содержание стальной фибры, размер стальных волокон и т.д. На заключительном этапе проводится оценка несущей способности и трещиностойкости усиленной конструкции. Созданная методика расчета по указанному алгоритму и методу основана на принципе расчета по модели с использованием реальных зависимостей деформации бетона, арматуры и сталефибробетонных материалов в условиях статического и динамического нагружения. В ходе расчета напряжения, деформации и внутренние усилия рассчитываются итеративно в зависимости от заданного количества этапов. В результате получается графическая область и аналитическая зависимость, описывающая эту область, показывающая предельные прочностные характеристики данной конструкции при всех типах напряженно-деформированных состояний (рис. 5). Большая наглядность при расчетах прочности сталежелезобетонных элементов достигается за счет векторного представления относительных усилий, возникающих в рассматриваемых сечениях, деталях или элементах в целом от внешних динамических воздействий, полученных в результате динамического расчета. В этом случае каждому воздействию или сумме воздействий будут соответствовать составляющие векторов действующих относительных сил $a_{ni} = N_i(t)/(R_{bd}A)$, $a_{mi} = M_i(t)/(R_{bd}S)$ (рис. 5).

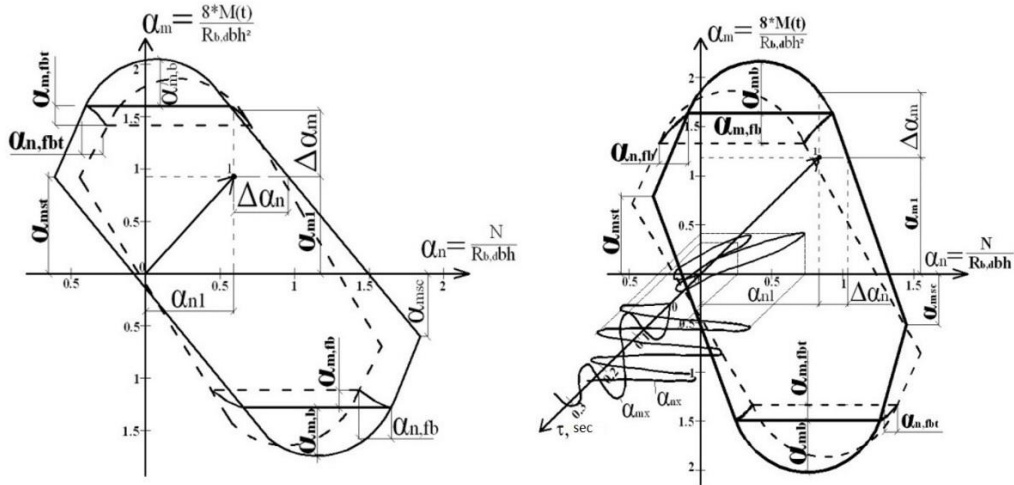


Рис. 5. Графическое представление результатов аналитического расчета по разработанной методике для стале-фиброжелезобетонного элемента, работающего в условиях динамического изгиба: *a* — при армировании стале-фиброжелезобетоном растянутой зоны сечения; *b* — при армировании сталефиброжелезобетоном сжатой зоны сечения

Fig. 5. Graphical representation of analytical calculation results according proposed methodic for steel fiber concrete member in dynamic bending: *a* — steel fiber concrete reinforcement of the tension zone of cross section; *b* — steel fiber concrete reinforcement of the compression zone of cross section

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Представлены рабочие варианты усиления и восстановления железобетонных конструкций зданий и сооружений, поврежденных в процессе эксплуатации, как в монолитном, так и в сборном исполнении. Эти варианты усиления были разработаны с учетом фактической работы конструкций и всех параметров, необходимых для повышения несущей способности, трещиностойкости и долговечности используемых конструкций.

2. Разработано более 600 вариантов усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений. Любой из этих вариантов готов к использованию в реальных практических условиях строительства и реконструкции жилого фонда.

3. Разработан метод расчета таких элементов на основе нелинейной модели деформирования с использованием реальных диаграмм деформирования материалов с использованием областей относительного сопротивления по прочности и трещиностойкости, позволяющий графически и аналитически определять значения расчетных усилий, коэффициентов запаса прочности или перегрузки на любом этапе нагрузки на конструкцию.

4. На основе разработанного метода расчета разработаны алгоритм и программа для численного расчета железобетонных конструкций и их элементов. С помощью разработанной программы инженер получает инструмент для проектирования оптимальных и экономичных конструкций как для нового строительства, так и для реконструкции существующих зданий и сооружений. В процессе расчета и проектирования инженер имеет возможность варьировать многочисленные параметры сталефибробетона: класс бетона, процент армирования волокнами, размеры и типы используемых волокон.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Динамический расчет железобетонных конструкций. М. : Стройиздат, 1974. 207 с.
2. Попов Н.Н. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений. М. : Стройиздат, 1980. 189 с.
3. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М. : Стройиздат, 1970. 270 с.

4. Григорьев В.И. О коэффициенте динамического упрочнения сталефибробетона при растяжении // Исследование и расчет пространственных конструкций гражданских зданий. : сб. науч. тр. Л., 1985. С. 95–99.
5. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции. М. : Изд-во АСВ. 2004. 560 с.
6. Уткин Д.Г. Экспериментальные исследования сжато-изогнутых железобетонных элементов с зонным армированием из стальной фибры при кратковременном динамическом нагружении // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2008. № 3. С. 156–164.
7. Плевков В.С., Уткин Д.Г. Прочность железобетонных элементов с армированием из стальной фибры при кратковременном динамическом нагружении // Научно-технический журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». М., 2014. № 5. С. 38–44.
8. Морозов В.И., Хегай А.О. Исследования фиброжелезобетонных колонн с высокопрочной арматурой // Вестник гражданских инженеров. 2011. № 3 (28). С. 34–37.
9. Морозов В.И. Расчет изгибаемых элементов с высокопрочной арматурой с фибровым армированием растянутых зон // Промышленное и гражданское строительство. 2007. № 2. С. 36–39.
10. Плевков В.С., Уткин Д.Г., Карпов А.Е. Прочность и деформативность железобетонных элементов с зонным фибровым армированием при кратковременном динамическом нагружении // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия : сб. докл. Междунар. науч. конф., посвящ. 85-летию кафедры железобетонных и каменных конструкций и 100-летию со дня рождения Н.Н. Попова (19–20 апреля 2016 г., Москва). М., 2016. С. 342–348.
11. Уткин Д.Г. Прочность изгибаемых сталефиброжелезобетонных элементов со смешанным армированием при кратковременном динамическом нагружении // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2017. № 6. С. 62–76.
12. Kumar V., Kartik K.V., Iqbal M.A. Experimental and numerical investigation of reinforced concrete slabs under blast loading // Engineering Structures. 2020. Vol. 206.
13. Jun Yu, Li-zhong Luo, Qin Fang. Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario // Engineering Structures. 2020. Vol. 208.
14. Caldentey A.P., Diego Y.G., Fernández F.A., Santos A.P. Testing robustness: A full-scale experimental test on a two-storey reinforced concrete frame with solid slabs // Engineering Structures. 2021. Vol. 240.
15. Jinjie Men, Liquan Xiong, Jiachen Wang, Guanlei Fan. Effect of different RC slab widths on the behavior of reinforced concrete column and steel beam-slab subassemblies // Engineering Structures. 2021. Vol. 229.
16. Eladawy M., Hassan M., Benmokrane B., Ferrier E. Lateral cyclic behavior of interior two-way concrete slab-column connections reinforced with GFRP bars // Engineering Structures. 2020. Vol. 209.
17. Deifalla A.A. Mechanical model for concrete slabs subjected to combined punching shear and in-plane tensile forces // Engineering Structures. 2021. Vol. 231.
18. Yu J.L., Wang Y.C. Modelling and design method for static resistance of a new connection between steel tubular column and fl at concrete slab // Journal of Constructional Steel Research. 2020. Vol. 173.
19. Mao L., Barnett S.J., Tyas A., Warren J., Schleyer G.K., Zaini S.S. Response of small scale ultra high performance fibre reinforced concrete slabs to blast loading // Construction and Building Materials. 2015. Vol. 93. Pp. 822–830.
20. Cervenka V., Jendele L., Cervenka J. ATENA Program Documentation. Part 1. Theory. Prague: Cervenka Consulting, 2020. 344 p.

REFERENCES

1. Popov N.N., Rastorguev B.S. *Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structures*. Moscow, Stroyizdat, 1974; 207. (In Russian).
2. Popov N.N. *Issues of Calculation and Design of Special Structures*. Moscow, Stroyizdat, 1980; 189. (In Russian).
3. Bazhenov Yu.M. *Concrete under Dynamic Loading*. Moscow, Stroyizdat, 1970; 270. (In Russian).
4. Grigoriev V.I. On the Dynamic Hardening Coefficient of Steel Fiber Reinforced Concrete in Tension. *Research and Design of Spatial Structures of Civil Buildings : Collection of Scientific Papers*. Leningrad, 1985; 95–99. (In Russian).
5. Rabinovich F.N. *Composites Based on Dispersely Reinforced Concretes. Theory and Design Issues, Technology, Structures*. Moscow, ASV Publishing House, 2004; 560. (In Russian).
6. Utkin D.G. Experimental Studies of Compressed-Bent Reinforced Concrete Elements with Zone Reinforcement of Steel Fiber under Short-Term Dynamic Loading. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2008; 3:156–164. (In Russian).
7. Plevkov V.S., Utkin D.G. Strength of Reinforced Concrete Elements with Steel Fiber Reinforcement under Short-Term Dynamic Loading. *Scientific and Technical Journal "Earthquake-Resistant Construction. Safety of Structures"*. Moscow, 2014; 5:38–44. (In Russian).
8. Morozov V.I., Khagai A.O. Studies of Fiber-Reinforced Concrete Columns with High-Strength Reinforcement. *Bulletin of Civil Engineers*. 2011; 3(28):34–37. (In Russian).

9. Morozov V.I. Calculation of Bending Elements with High-Strength Reinforcement and Fiber Reinforcement of Tensile Zones. *Industrial and Civil Engineering*. 2007; 2:36-39. (In Russian).
10. Plevkov V.S., Utkin D.G., Karpov A.E. Strength and Deformability of Reinforced Concrete Elements with Zone Fiber Reinforcement under Short-Term Dynamic Loading. *Modern Problems of Calculation of Reinforced Concrete Structures, Buildings and Structures for Accidental Impacts : Proceedings of the International Scientific Conference dedicated to the 85th anniversary of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures and the 100th anniversary of the birth of N.N. Popov (April 19–20, 2016, Moscow)*. Moscow, 2016; 342-348. (In Russian).
11. Utkin D.G. Strength of Bending Steel-Fiber-Reinforced Concrete Elements with Mixed Reinforcement under Short-Term Dynamic Loading. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2017; 6:62-76. (In Russian).
12. Kumar V., Kartik K.V., Iqbal M.A. Experimental and numerical investigation of reinforced concrete slabs under blast loading. *Engineering Structures*. 2020; 206.
13. Jun Yu, Li-zhong Luo, Qin Fang. Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario. *Engineering Structures*. 2020; 208.
14. Caldentey A.P., Diego Y.G., Fernández F.A., Santos A.P. Testing robustness: A full-scale experimental test on a two-storey reinforced concrete frame with solid slabs. *Engineering Structures*. 2021; 240.
15. Jinjie Men, Liquan Xiong, Jiachen Wang, Guanlei Fan. Effect of different RC slab widths on the behavior of reinforced concrete column and steel beam-slab subassemblies. *Engineering Structures*. 2021; 229.
16. Eladawy M., Hassan M., Benmokrane B., Ferrier E. Lateral cyclic behavior of interior two-way concrete slab–column connections reinforced with GFRP bars. *Engineering Structures*. 2020; 209.
17. Deifalla A.A. Mechanical model for concrete slabs subjected to combined punching shear and in-plane tensile forces. *Engineering Structures*. 2021; 231.
18. Yu J.L., Wang Y.C. Modelling and design method for static resistance of a new connection between steel tubular column and flat concrete slab. *Journal of Constructional Steel Research*. 2020; 173.
19. Mao L., Barnett S.J., Tyas A., Warren J., Schleyer G.K., Zaini S.S. Response of small scale ultra high performance fibre reinforced concrete slabs to blast loading. *Construction and Building Materials*. 2015; 93:822-830.
20. Cervenka V., Jendele L., Cervenka J. *ATENA Program Documentation. Part 1. Theory*. Prague, Cervenka Consulting, 2020; 344.



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.53-66

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Пространственные гидравлические системы для защиты железобетонных промышленных каркасов от сейсмических и техногенных воздействий

А.И. Шеин*, А.Н. Быков, А.В. Ощепкова

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза, Российская Федерация

* shein-ai@yandex.ru

Ключевые слова: железобетонные каркасы, колебания, акселерограммы, демпфирование колебаний, перекрестные демпфирующие связи, гидроцилиндры

История статьи

Поступила в редакцию: 28.05.2026

Доработана: 08.06.2026

Принята к публикации: 12.06.2026

Для цитирования

Шеин А.И., Быков А.Н., Ощепкова А.В. Пространственные гидравлические системы для защиты железобетонных промышленных каркасов от сейсмических и техногенных воздействий // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 53–66.

Аннотация. В работе предложены методики расчета механической безопасности конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях. Предлагаемая система демпфирования нацелена на разработку и внедрение технологических инноваций — систем активного и пассивного управления средствами гашения колебаний — и обеспечение технологического лидерства Российской Федерации в области гарантированной безопасности зданий и сооружений при критических природных и техногенных воздействиях. Повышение безопасности зданий и сооружений предлагается осуществлять за счет разработки и развития эффективных способов демпфирования колебаний в результате применения трех систем тросовых связей, оборудованных гидроцилиндрами одностороннего действия. Эти три отдельных системы демпфирования в сумме образуют интегральную систему снижения уровня колебаний пространственного железобетонного каркаса производственного здания. Строится и численно апробируется алгоритм поиска безопасного включения колонн и балок (ферм) в работу демпфируемой системы связи — каркас за счет снижения уровня размахов колебаний каркаса. Из цикла решений дифференциальных уравнений движения демпфируемой системы с вариациями сопротивления движению и/или параметров колонн подбираются оптимальные для данных возмущений параметры демпферов, механические характеристики колонн и балок, а также параметры преднатяжения. Исследуются перекрестные тросовые (гибкие) системы связей с гидроцилиндрами одностороннего действия, демпфирующие горизонтальные колебания и тросовые гидравлические связи, демпфирующие вертикальные колебания несущих конструкций покрытия. На основе численных экспериментов определяются параметры перекрестных ленточно-тросовых горизонтальных и вертикальных гидравлических систем связей для каркасов одноэтажных промышленных зданий: предвзятельного натяжения, характеристик тросов, характеристик гидроцилиндров, а также уточненных механических характеристик железобетонного каркаса. Разрабатывается и исследуется математическая модель демпфирования колебаний железобетонных каркасов с тросовыми связями, оборудованными гидроцилиндрами одностороннего действия, а также методы, алгоритмы и программный комплекс.

Александр Иванович Шеин, советник РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Механика», Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, д. 28; eLIBRARY SPIN-код: 7553-3901, E-mail: shein-ai@yandex.ru

Александр Николаевич Быков, аспирант, Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, д. 28.

Анна Викторовна Ощепкова, студент, Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, д. 28.

© Шеин А.И., Быков А.Н., Ощепкова А.В., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Spatial Hydraulic Systems for Protecting Reinforced Concrete Industrial Frames from Seismic and Technogenic Impacts

A.I. Shein*, A.N. Bykov, A.V. Oshchepkova

Penza State University of Architecture and Construction, Penza, Russian Federation

* shein-ai@yandex.ru

Keywords: reinforced concrete frames, vibrations, accelerograms, vibration damping, cross damping connections, hydraulic cylinders

Article history

Received: 28.05.2026

Revised: 08.06.2026

Accepted: 12.06.2026

For citation

Shein A.I., Bykov A.N., Oshchepkova A.V. Spatial Hydraulic Systems for Protecting Reinforced Concrete Industrial Frames from Seismic and Technogenic Impacts. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 3(15):53-66.

Abstract. The paper proposes methods for calculating the mechanical safety of structures and structural systems of buildings and structures in emergency situations, special and out-of-design impacts. The proposed damping system is aimed at developing and implementing technological innovations — active and passive control systems for vibration damping — and ensuring the technological leadership of the Russian Federation in the field of guaranteed safety of buildings and structures under critical natural and man-made impacts. It is proposed to improve the safety of buildings and structures through the development and development of effective vibration damping methods as a result of the use of three cable coupling systems equipped with single-acting hydraulic cylinders. These three separate damping systems add up to form an integrated system for reducing the vibration level of the spatial reinforced concrete frame of the production building. An algorithm for finding the safe inclusion of columns and beams (trusses) in the operation of a damped frame communication system is being built and numerically tested by reducing the vibration range of the frame. From the cycle of solutions to the differential equations of motion of the damped system with variations in resistance to movement and/or column parameters, optimal damper parameters, mechanical characteristics of columns and beams, as well as pre-tension parameters are selected for these disturbances. Cross-rope (flexible) coupling systems with single-acting hydraulic cylinders damping horizontal vibrations and hydraulic cable couplings damping vertical vibrations of the bearing structures of the coating are investigated. Based on numerical experiments, the parameters of cross-band-rope horizontal and vertical hydraulic coupling systems for single-story industrial building frames are determined: pre-tensioning, cable characteristics, hydraulic cylinder characteristics, as well as refined mechanical characteristics of the reinforced concrete frame. A mathematical model of vibration damping of reinforced concrete frames with cable ties equipped with single-acting hydraulic cylinders, as well as methods, algorithms and a software package are developed and investigated.

ВВЕДЕНИЕ

Объектом исследования является конструктивная система «сооружение – гаситель», а именно железобетонный каркас здания, оборудованный трехмерной системой гидравлического демпфирования.

Предметом исследования являются демпфирующие свойства конструктивной системы «сооружение – гаситель» с гидравлическими демпферами, изучаемые на динамических расчетных моделях с помощью численных методов динамики сооружений.

Курильские острова и Сахалин, полуостров Камчатка, Северный Кавказ и побережье Чёрного моря, Забайкалье, Алтай и Тыва, Якутия — сейсмоопасные районы на территории России, т.е. районы, где периодически происходят землетрясения. Землетрясения характеризуются мощными колебаниями земной поверхности, что может повлечь серьезные разрушения зданий и сооружений. Частота землетрясений во всем мире неуклонно растёт.

Aleksandr I. Shein, Advisor of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Mechanics, Penza State University of Architecture and Construction, 28 German Titov St., Penza, 440028, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 7553-3901, E-mail shein-ai@yandex.ru

Alexander N. Bykov, Postgraduate Student, Penza State University of Architecture and Construction, 28 Germana Titova St., Penza, 440028, Russian Federation.

Anna V. Oshchepkova, Student, Penza State University of Architecture and Construction, 28 Germana Titova St., Penza, 440028, Russian Federation.

Процесс потепления климата сопровождается большим количеством тайфунов, ураганов и штормов. Увеличивается вероятность мощных техногенных воздействий. Поэтому вопрос противодействия сейсмическим, ветровым и техногенным нагрузкам для защиты зданий от разрушений очень актуален. Поиск способов решения этой проблемы и нахождение новых методов гашения колебаний и противодействия динамическим нагрузкам, которые были бы экономически выгодны и легки в массовом применении, является темой нижеприведенных научных работ. Современные технологические достижения и разработка новых наноматериалов открывают перспективные пути для совершенствования демпфирующих способностей вязкоупругих систем и расширения их функционала. Это дает возможность формировать демпфирующие жидкости с точно заданными, термостабильными вязкостными характеристиками.

В статье [1] выполнена оценка сейсмостойкости железобетонного каркаса, заполненного сборными модульными блоками, и предложена новая концепция сейсмоусиления с использованием сборных модульных блочных стен (PMBW) для устранения недостатков традиционных методов сейсмоусиления железобетонных каркасов, заполненных поперечными стенами, каменными стенами и сборными панелями. Метод сейсмоусиления с использованием PMBW максимально использует преимущества заводских модульных блоков, повышая конструктивность и целостность соединений между существующим каркасом и заполняющими его PMBW. Для железобетонных зданий с незащищенными конструктивными элементами, в которых преобладают сдвиговые разрушения, применение этого метода сейсмоусиления просто обеспечивает достаточную прочность. В статье [2] приведен анализ самоцентрирующихся качающихся систем для сейсмостойких строительных конструкций. В статье предоставлен обзор исследований систем раскачивания для зданий из различных материалов, включая сталь, бетон, кирпич и дерево, а также проанализированы предыдущие исследования. Целью исследования [3] является разработка пошаговой процедуры проектирования сейсмоусиления существующих стальных зданий на основе локальных мероприятий по усилению соединений и использования традиционных крестообразных распорок (X-CBF). Предложенная процедура применяется к существующему шестиэтажному стальному зданию, не соответствующему нормативным требованиям, которое находится в Неаполе (Италия). Для изучения эффективности предложенной процедуры проводится численный анализ. Полученные результаты показывают, что можно снизить на 25 % сопротивление и жесткость новых X-CBF, если укрепить соединения между балками и колоннами, чтобы они выдерживали прогиб соединенных балок. Сравнивается сейсмическая уязвимость построенных и модернизированных конструкций, а также количественно оценивается снижение сейсмического риска в соответствии с итальянскими рекомендациями по классификации рисков для конструкций. Оценивается изменение класса сейсмического риска в результате запланированных мероприятий, что подтверждает повышение сейсмостойкости для модернизированного здания. В статье [4] оценивается влияния ветра на сейсмоизолированное сверхвысотное здание на основе комплексного метода проектирования сейсмоизоляции. Согласно недавно опубликованному в Китае «Стандарту для сейсмоизоляции при проектировании зданий» (GB/T51408–2021), для проектирования сейсмоизоляции используется комплексный метод (ISIM), основанный на теории комплексного спектра реакции при наложении мод и комплексной полной квадратичной комбинации. ISIM и традиционные методы проектирования сейсмоизоляции сравниваются с точки зрения экономичности и безопасности. На основе действующих национальных норм предлагается подход к анализу воздействия ветра на сейсмоизолированные высотные здания. Устойчивость сейсмоизолирующего слоя к воздействию ветра рассматривается, когда периоды повторяемости ветровых нагрузок превышают 50-летнюю норму. Результаты исследования показывают, что ISIM значительно повышает сейсмостойкость сейсмоизолированных зданий, кроме того, этот метод экономичен. Проблема дискомфорта при ветровых колебаниях наблюдается на верхних этажах сейсмоизолированных

высотных зданий, где сложнее обеспечить комфорт при ветровой нагрузке с периодом повторяемости 1 год по сравнению с ветровыми нагрузками с периодами повторяемости 5 и 10 лет соответственно. При проектировании сейсмоизолированных высотных зданий в будущем необходимо учитывать возможные неблагоприятные последствия кумулятивной остаточной деформации, вызванной ветром, для сейсмоизоляции. Younes Achaoü в статье [5] показал, что заглубленные в почву конструкции (фундаменты, подземные уровни зданий и т.д.) в ближайшем будущем смогут напрямую воздействовать на само сейсмическое возмущение, действующее в основании зданий. С помощью численных моделей демонстрируется эффект от заглубленного устройства, состоящего из резонирующих железных сфер. Эта способность устройства фильтровать частоты открывает широкие возможности для применения в области взаимодействия грунта и конструкции (ISS), особенно если фундаменты спроектированы как для обеспечения несущей способности, так и в качестве локальных резонансных элементов. В работе [6] показан метод вязкостного демпфирования с использованием рамных домкратов для эффективного снижения сейсмической реакции диспетчерских вышек аэропортов. Предлагается новый подход, определяемый как вязкостный демпфер с рамным домкратом (FJ-EVD). Разработана механическая модель с заданными свойствами усиления деформации FJ-EVD, после чего была построена конструкция башенного типа, оснащенная FJ-EVD. Для изучения преимуществ снижения вибрации при сейсмических воздействиях, характеризующихся различными частотными составляющими, был проведен нелинейный анализ во временной области и параметрическое исследование.

В статьях авторов [7, 8] рассматривалась работа ленточно-тросового гасителя колебаний с программной и практической точки зрения. В трудах [9–11] анализировалась работа реактивных гасителей при сейсмических нагрузках. При этом для решения исходных систем уравнений движения применялись прямые шаговые методы. В исследовании [12] разбирается методика построения, упрощения, а также аналитического и численного решений системы дифференциальных уравнений движения при кинематическом возбуждении колебаний. В статье [13] приведены вывод соотношений МКЭ для композитного стержня с пластическими накладками и иллюстрации гашения колебаний плоских и пространственных стальных стержневых систем. При этом практическая борьба с развитием колебаний осуществляется при помощи алюминиевых полосовых накладок — устройств гашения колебаний пассивного типа: генераторов моментов сопротивления движению для гашения и низкочастотных и высокочастотных колебаний. Показано, что данная система гашения работает на всем спектре колебаний.

В данной работе ставится задача построить и численно апробировать алгоритм поиска безопасного включения колонн и балок в работу пространственной демпфирующей гидравлической системы связи — железобетонный каркас здания за счет снижения уровня размахов колебаний каркаса.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для предохранения зданий и сооружений от разрушений в сейсмически опасных районах необходимо применять меры сейсмической защиты. В качестве защитных устройств можно использовать пассивные и активные гасители колебаний. Для малоэтажных каркасов промышленных зданий в качестве эффективных средств защиты могут применяться перекрестные системы связей в виде ленточно-тросовых систем с гидроцилиндрами одностороннего действия или трубчатых систем с гидроцилиндрами двухстороннего действия. Для демпфирования колебаний железобетонных каркасов предлагается новый способ демпфирования колебаний как результат применения трех систем тросовых связей, оборудованных гидроцилиндрами одностороннего действия. Эти три отдельных системы демпфирования в сумме образуют интегральную пространственную систему снижения уровня колебаний железобетонного каркаса производственного здания. Построим алгоритм поиска безопасного включения колонн и балок

в работу демпфирующей системы связи – каркас за счет снижения уровня размахов колебаний каркаса. При вариации сопротивления движению, преднатяжения, предельного хода поршней и/или параметров колонн и балок можно подобрать оптимальные для данных возмущений коэффициенты сопротивления движению, ход поршней в демпферах и механические характеристики колонн и балок.

Конструкцию железобетонных промышленных зданий можно представить совокупностью поперечных и продольных рам, конструкций покрытия (фермы или балки) и плит или панелей покрытия.

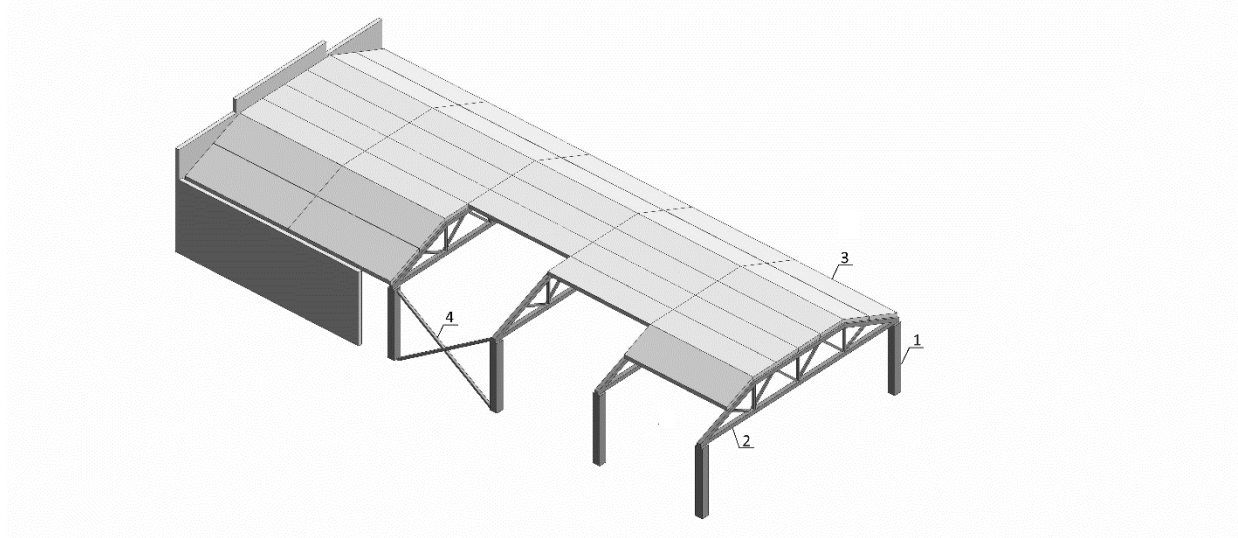


Рис. 1. Общий вид железобетонного каркаса:

1 — колонна; 2 — балка или ферма; 3 — плиты покрытия; 4 — стальные связи

Fig. 1. General view of reinforced concrete framed structure:

1 — column; 2 — beam or truss; 3 — roof slabs; 4 — steel braces

Для противодействия продольным нагрузкам, таким как ветровые или крановые, поперечные рамы соединяются вертикальными связями, обеспечивающими пространственную жесткость. Эти связи выполнялись в виде перекрестных стержневых систем для противодействия смещениям каркаса в продольном направлении. Сейсмические воздействия можно представить трехмерной акселерограммой, которую можно ориентировать относительно каркаса цеха вдоль, поперек и по вертикали. При сейсмических воздействиях, когда волна распространяется вдоль здания, эти связи сталкиваются с критическими воздействиями инерционных сил. Значительные инерционные силы, возникающие в массивном покрытии, передаются как на несущие вертикальные элементы каркаса (вызывая сжатие с изгибом), так и на сами связи (растяжение – сжатие). Проблема заключается в том, что стандартные стальные перекрестные связи, повсеместно применяемые в строительстве, не способны выдержать эти нагрузки. Сжатые связи быстро теряют устойчивость, что приводит к перераспределению усилий на растянутые связи. При сильных землетрясениях эти растягивающие напряжения могут превысить предел прочности материала, вызывая разрыв связей. Последствия этого катастрофичны: амплитуда колебаний здания резко возрастает, создавая высокий риск обрушения. Попытка усилить связи за счет увеличения их сечения также не решает проблему, поскольку это может привести к разрушению железобетонных колонн в местах крепления из-за сдвиговых эффектов. В направлении, перпендикулярном цеху, сопротивление сейсмическим волнам обеспечивается исключительно жесткостью узлов поперечных рам, а по вертикали — жесткостью типовых ферм или балок, что далеко не всегда гарантирует необходимую прочность и устойчивость.

В регионах с сейсмической активностью для обеспечения безопасной работы конструкций производственных цехов предлагается использовать три системы демпфирующих связей: систему продольных перекрестных связей, включающую два тросовых демпфера с гидроцилиндрами одностороннего действия; систему поперечных связей, также включающую два тросовых демпфера с гидроцилиндрами одностороннего действия; систему связей-затяжек для демпфирования вертикальных колебаний каждой фермы (балки), оснащаемую одним гидроцилиндром. При сейсмических воздействиях в растягивающихся элементах перекрестной системы будет происходить натяжение тросов, что приведет к выдвиганию штоков гидроцилиндров, сопровождающихся значительными усилиями. В свою очередь, сжимающиеся элементы будут способствовать ослаблению натяжения тросов и втягиванию штоков гидроцилиндров за счет действия возвратной пружины. Энергия колебаний будет эффективно рассеиваться в рабочих полостях гидроцилиндров и в элементах, подверженных упругопластическому изгибу. Ход гидроцилиндров необходимо ограничивать, чтобы при достижении предельных отклонений колонн или ферм демпферы переходили в режим работы ограничителя. Принцип действия одностороннего гидроцилиндра в данной системе заключается в следующем: усилие, передаваемое от натянутого троса на шток, нагнетает давление рабочей жидкости в гидроцилиндре, вытесняя ее в дополнительную полость. Таким образом, усилие создается только в одном направлении (рабочий ход). Возврат поршня в исходное положение осуществляется под действием возвратной пружины, которая затягивает жидкость из дополнительной полости через вспомогательный клапан. Эта особенность делает поршневые гидроцилиндры одностороннего действия оптимальными для систем управления колебательными движениями.

Для оценки эффективности предлагаемой системы связей рассмотрена рама промышленного однопролетного каркаса с двумя рядами колонн продольного направления и со связями, расположенными в среднем пролете (рис. 1). Несущие элементы — железобетонные колонны и двухскатные железобетонные балки, верхние узлы крепления — шарнирные. Сооружение подвергалось сейсмическому нагружению, которое имитировалось акселерограммой или гармоническим движением опорных узлов сооружения. Расчетная схема изображена на рис. 2.

Для восприятия инерционных сил, действующих *вдоль цеха*, и гашения колебаний устанавливается перекрестная вертикальная ленточно-тросовая система гашения колебаний с гидроцилиндрами одностороннего действия (рис. 3). В качестве несущих элементов вертикальных связей используются канаты, где несущая способность канатов, помимо высокого предела прочности на растяжение, дополнительно подстраховывается ходом поршня гидроцилиндра. Рассмотрим движение каркаса под воздействием вектора пространственной (трехмерной) системы переносных ускорений $\ddot{\Delta}$. Полагая, что переносное движение осуществляется вдоль цеха, будем максимальное горизонтальное ускорение $\ddot{\Delta}$ ориентировать вдоль линии колонн каркаса.

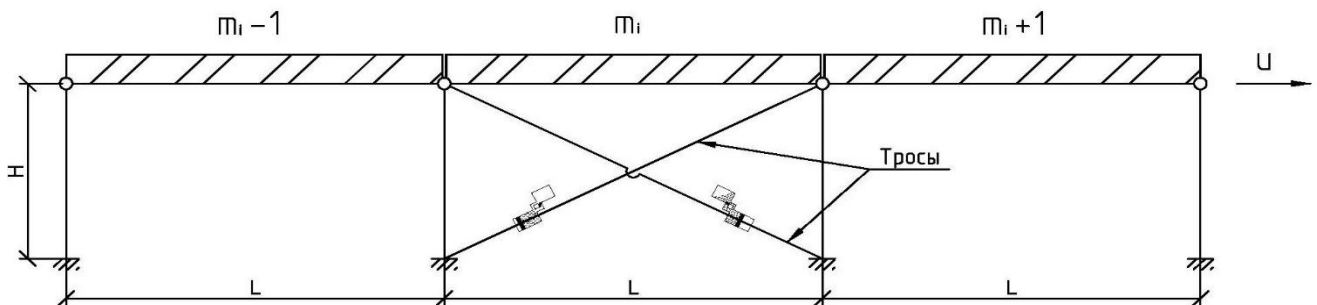


Рис. 2. Продольный разрез промышленного каркаса
Fig. 2. Longitudinal section of the industrial framed structure

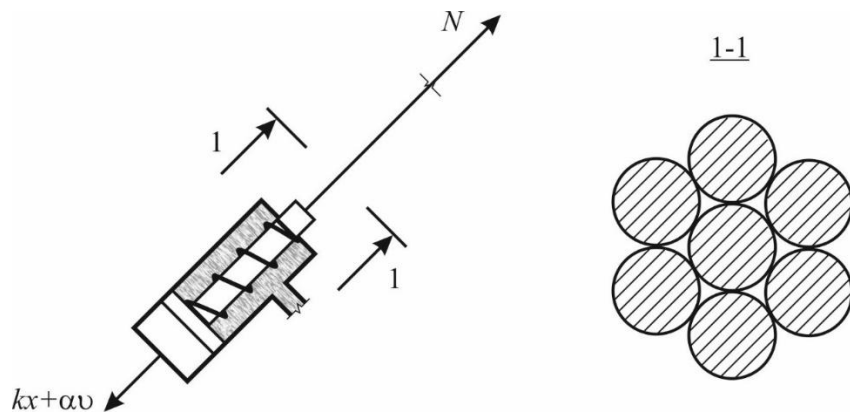


Рис. 3. К расчету гасителя. Гидроцилиндр и сечение троса

Fig. 3. Scheme for damper calculation. Hydraulic cylinder and cable section

Для подбора параметров гидроцилиндра построена аппроксимирующая модель железобетонной рамной системы с перекрестными связями. Данную систему перекрестных связей можно представить простой моделью, показанной на рис. 4.

Будем полагать, что горизонтальная составляющая переносного ускорения, в силу большой длины и скорости волны, одновременно воздействует на все колонны каркаса. Горизонтальные перемещения узлов покрытия из-за значительной жесткости диска покрытия практически одинаковы. Поэтому расчетную схему каркаса на действие горизонтальных переносных воздействий можно представить одной, работающей из плоскости фермы, колонной, эквивалентной ряду колонн жесткости с массой, равной массе диска покрытия с грузовой полосы, эквивалентной по ширине грузовой полосы для определения статической нагрузки на колонну.

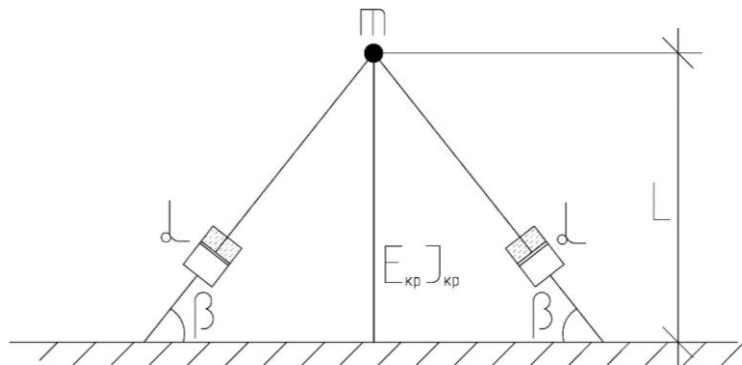


Рис. 4. Эквивалентная модель рамы с тросовыми связями

Fig. 4. Equivalent model of the frame with cable braces

Сила сопротивления движению, возникающая в гидроцилиндре демпфера:

$$B_i \dot{U}_i = \alpha_i \begin{bmatrix} (c_1 c_1)_i & (c_1 c_2)_i & (c_1 c_3)_i & -(c_1 c_1)_i & -(c_1 c_2)_i & -(c_1 c_3)_i \\ (c_2 c_1)_i & (c_2 c_2)_i & (c_2 c_3)_i & -(c_2 c_1)_i & -(c_2 c_2)_i & -(c_2 c_3)_i \\ (c_3 c_1)_i & (c_3 c_2)_i & (c_3 c_3)_i & -(c_3 c_1)_i & -(c_3 c_2)_i & -(c_3 c_3)_i \\ -(c_1 c_1)_i & -(c_1 c_2)_i & -(c_1 c_3)_i & (c_1 c_1)_i & (c_1 c_2)_i & (c_1 c_3)_i \\ -(c_2 c_1)_i & -(c_2 c_2)_i & -(c_2 c_3)_i & (c_2 c_1)_i & (c_2 c_2)_i & (c_2 c_3)_i \\ -(c_3 c_1)_i & -(c_3 c_2)_i & -(c_3 c_3)_i & (c_3 c_1)_i & (c_3 c_2)_i & (c_3 c_3)_i \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{u}_{1,i} \\ \dot{u}_{2,i} \\ \dot{u}_{3,i} \\ \dot{u}_{4,i} \\ \dot{u}_{5,i} \\ \dot{u}_{6,i} \end{bmatrix}, \quad (1)$$

где α_i — коэффициент сопротивления движению жидкости гидроцилиндра; c_j — косинус угла наклона троса к оси j ; $\dot{u}_{n,i}$ — скорость движения узла i в направлении n .

Введем обозначение:

$$C_i = \begin{bmatrix} (c_1c_1)_i & (c_1c_2)_i & (c_1c_3)_i & -(c_1c_1)_i & -(c_1c_2)_i & -(c_1c_3)_i \\ (c_2c_1)_i & (c_2c_2)_i & (c_2c_3)_i & -(c_2c_1)_i & -(c_2c_2)_i & -(c_2c_3)_i \\ (c_3c_1)_i & (c_3c_2)_i & (c_3c_3)_i & -(c_3c_1)_i & -(c_3c_2)_i & -(c_3c_3)_i \\ -(c_1c_1)_i & -(c_1c_2)_i & -(c_1c_3)_i & (c_1c_1)_i & (c_1c_2)_i & (c_1c_3)_i \\ -(c_2c_1)_i & -(c_2c_2)_i & -(c_2c_3)_i & (c_2c_1)_i & (c_2c_2)_i & (c_2c_3)_i \\ -(c_3c_1)_i & -(c_3c_2)_i & -(c_3c_3)_i & (c_3c_1)_i & (c_3c_2)_i & (c_3c_3)_i \end{bmatrix}, \quad (2)$$

где C_i — матрица преобразования наклонных усилий в тросе и пружине к глобальной системе координат. Тогда сила упругости в пружине гидроцилиндра:

$$\hat{K}_i U_i = k_i C_i U_i, \quad (3)$$

где $\hat{K}_i$ — матрица жесткости пружины; k_i — жесткость возвратной пружины; $U_i = [u_{1,i} \ u_{2,i} \ u_{3,i} \ u_{4,i} \ u_{5,i} \ u_{6,i}]^T$ — вектор линейных перемещений узлов крепления троса. А сила сопротивления движению демпфера:

$$B_i \dot{U}_i = \alpha_i C_i \dot{U}_i. \quad (4)$$

Матрица жесткости шарнирно опертого стержня:

$$k_i = \frac{EA_i}{l_i} \begin{bmatrix} (c_1c_1)_i & (c_1c_2)_i & (c_1c_3)_i & -(c_1c_1)_i & -(c_1c_2)_i & -(c_1c_3)_i \\ (c_2c_1)_i & (c_2c_2)_i & (c_2c_3)_i & -(c_2c_1)_i & -(c_2c_2)_i & -(c_2c_3)_i \\ (c_3c_1)_i & (c_3c_2)_i & (c_3c_3)_i & -(c_3c_1)_i & -(c_3c_2)_i & -(c_3c_3)_i \\ -(c_1c_1)_i & -(c_1c_2)_i & -(c_1c_3)_i & (c_1c_1)_i & (c_1c_2)_i & (c_1c_3)_i \\ -(c_2c_1)_i & -(c_2c_2)_i & -(c_2c_3)_i & (c_2c_1)_i & (c_2c_2)_i & (c_2c_3)_i \\ -(c_3c_1)_i & -(c_3c_2)_i & -(c_3c_3)_i & (c_3c_1)_i & (c_3c_2)_i & (c_3c_3)_i \end{bmatrix}, \quad (5)$$

где A_i — площадь сечения i -го троса.

Приведенная жесткость колонны из плоскости фермы может быть определена из соотношения:

$$E_{np} I = \sum_{i=1}^N E_{np,i} I_i, \quad (6)$$

где E_{np} — приведенные модули упругости железобетонных колонн ряда; I_i — приведенные моменты инерции этих колонн; N — количество колонн ряда.

Приведенный модуль упругости железобетона для колонны вычисляем по формуле:

$$E_{np} = E_a \cdot \mu + E_b \cdot (1-\mu), \quad (7)$$

где E_a — модуль упругости арматуры; E_b — модуль упругости бетона; μ — доля армирования сечения.

Приведенный момент инерции определяем:

$$I_{red} = I + I_s \cdot a + I'_s \cdot a, \quad (8)$$

где I — момент инерции бетонного сечения; I_s, I'_s — моменты инерции площадей растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения;

$$a = \frac{E_s}{E_b}, \quad (9)$$

где a — коэффициент приведения.

Решение дифференциального уравнения движения демпфируемой системы позволяет определить максимальные горизонтальные перемещения диска покрытия и соответствующую данному коэффициенту сопротивления движению отклоняющую силу и проверить управляющую колонну на жесткость и срез. Решение уравнения движения массы, приведенной на колонну:

$$m\ddot{U} + B\dot{U} + KU = -m\ddot{\Delta}, \quad (10)$$

ищем прямым методом — методом Ньюмарка или методом центральных разностей.

Организуя цикл решений с измененным сопротивлением движению и/или параметрами колонн, можно подобрать оптимальный для данных возмущений коэффициент сопротивления движению и параметры колонн для изгиба из плоскости.

Сила, вызывающая горизонтальное перемещение управляющей колонны, может быть определена из соотношения:

$$\delta_{11}F = u_{\max}. \quad (11)$$

При действии постоянных и временных длительных и кратковременных нагрузок прогиб железобетонных колонн не должен превышать $1/75$ вылета консоли, т.е.:

$$u_{\max} \leq L/75, \quad (12)$$

где L — высота колонн.

Если это условие удовлетворяется — находим соответствующую поперечную силу в управляющей колонне:

$$Q_d = u_{\max}/(\delta_{11}N). \quad (13)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил для элементов постоянной высоты сечения, армированных хомутами, нормальными к оси элемента, выполним по наклонному сечению из условия:

$$Q = Q_b + Q_{sw}, \quad (14)$$

где Q — поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции s от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, при нагрузке, приложенной к боковой грани элемента;

Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} — поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении.

$$Q = (1,5R_{bt}bh^2)/c + 0,75R_{sw}A_{sw}c/S_w, \quad (15)$$

где параметр c подбирается в границах:

$$h_0 \leq c \leq 2h_0,$$

так чтобы значение Q было минимальным, где R_{bt} , b , h — прочность бетона и размеры сечения колонны; R_{sw} , A_{sw} , S_w — прочность, площадь сечения и шаг хомутов поперечной арматуры.

Если $Q_d \leq Q$, то увеличиваем сопротивление движению или сечение (армирование) колонн и повторяем расчет. Целесообразно одновременно выполнить проверку прогиба колонн из плоскости ферм.

Если $Q_d \leq Q$ и условие для границ выполняется — заканчиваем расчет. Параметры колонн и коэффициент сопротивления движению гидроцилиндров определены.

После снятия кинематического возмущения система аperiodически закончит движение:

$$u = e^{-nt} (u_0 e^{\sqrt{n^2 - \omega_0^2}t} + (u'_0 + nu_0) e^{-\sqrt{n^2 - \omega_0^2}t}). \quad (16)$$

Расчет каркаса в поперечном направлении. Похожим образом производим расчет колонны в плоскости балки (или фермы). Только колонна эквивалентной жесткости подсчитывается исходя из совокупности колонн поперечного направления (или работающих в плоскости балки). Тросовые, по сути, также перекрестные, связи с гидроцилиндрами (5, 6) устанавливаем к крайним колоннам поперечной плоской рамы. А вертикальные связи с гидроцилиндрами расположены подобно затяжкам, как показано на рис. 5.

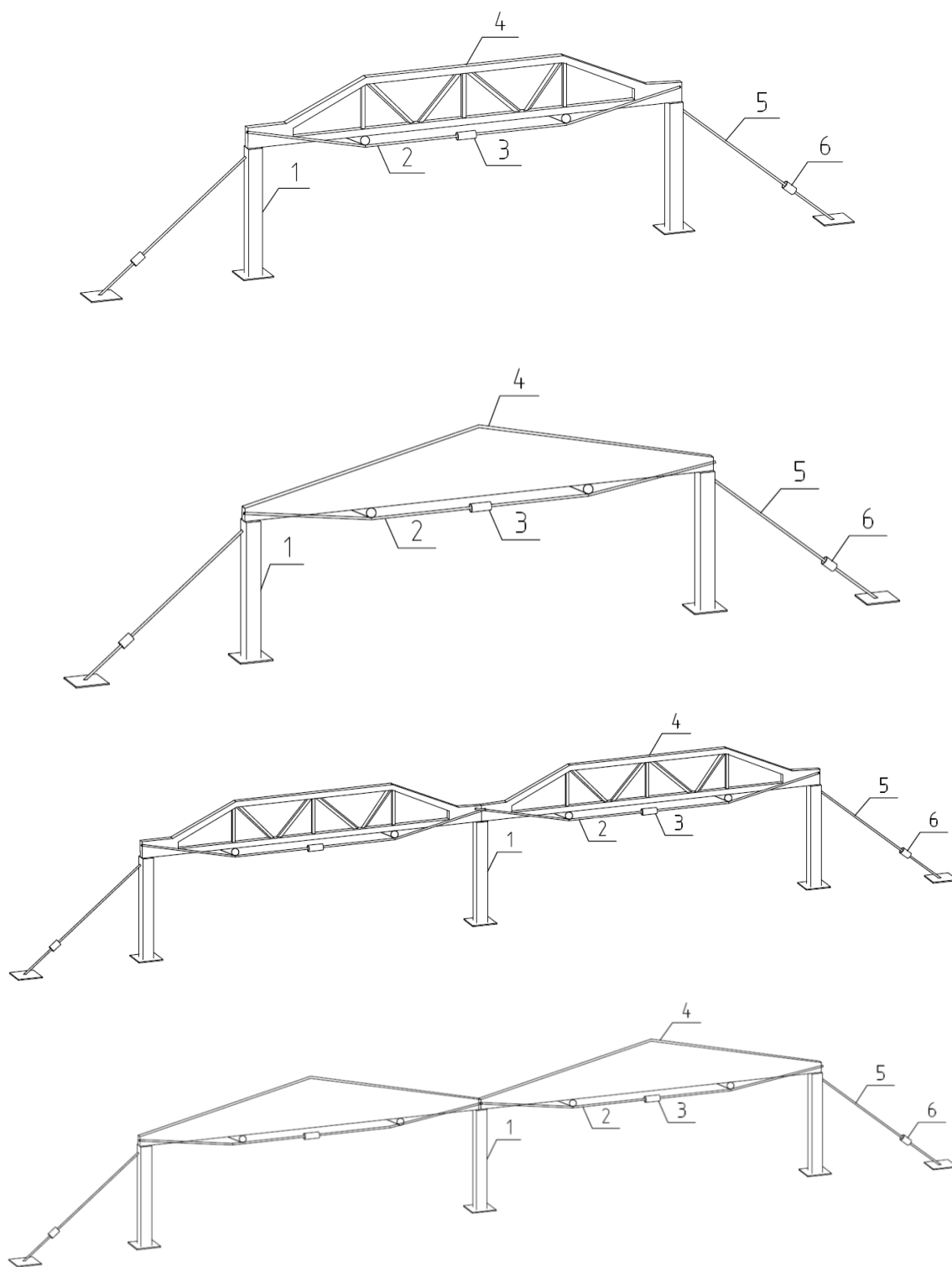


Рис. 5. Демпфирующие связи, устанавливаемые в поперечном и вертикальном направлениях
Fig. 5. Damping braces, installed in lateral and vertical directions

Расчет на вертикальную составляющую переносного движения. Балочная система испытывает значительные деформации и напряжения при возмущающих воздействиях от вертикальной составляющей акселерограммы переносного движения. Очевидно, что вертикальная составляющая оказывает влияние на каждую ферму (или балку) в отдельности и защищать от вертикальных сейсмических воздействий нужно каждую ферму (или балку) в плоскости

фермы. При этом можно использовать дополнительные тросовые связи, оборудованные гидроцилиндрами одностороннего действия. Расчет балок на вертикальную составляющую переносных ускорений проводим с использованием расчетной схемы вида рис. 6.

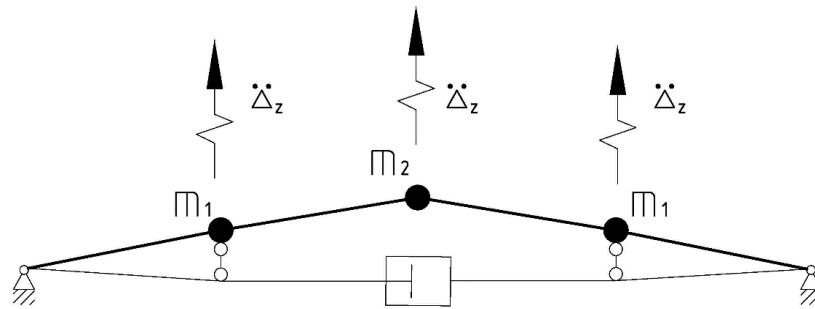


Рис. 6. Расчетная схема вертикального демпфирования балки
Fig. 6. Calculation scheme of the beam vertical damping

Что особенно важно: демпферы должны быть запроектированы так, чтобы они работали как связи с гидроцилиндрами, до тех пор, пока перемещения не достигают предельных значений. Это добивается длиной хода поршня. После этого тросовые связи жестко ограничивают перемещения, т.е. связи работают как ограничители.

Балка (или ферма), оборудованная тросовой системой с гидроцилиндром одностороннего действия в зависимости от величины вертикального перемещения и направления движения контрольных узлов, может находиться в одном из трех режимов работы (положительными считаются перемещения, направленные вверх от недеформированного состояния балки).

1. Движение вниз от положения статического равновесия при выполнении условий:

$$\left. \begin{aligned} f_k &\leq f_{st} \\ u_{k,t} &\leq u_{k,t-\Delta t} \end{aligned} \right\}. \quad (17, 18)$$

В этом случае работают гидроцилиндры, где f_k — вертикальное перемещение массы 1 (или 2); f_{st} — прогиб балки в положении статического равновесия.

2. Движение вверх (всегда) и движение вниз до положения статического равновесия, т.е. при:

$$u_{k,t} > u_{k,t-\Delta t}, \quad (19)$$

и/или

$$\left. \begin{aligned} u_{k,t} &\leq u_{k,t-\Delta t} \\ u_{k,t} &> f_{st} \end{aligned} \right\} \quad (20, 21)$$

— тросовая система с гидроцилиндрами не работает.

3. Движение вниз ниже предельно допустимого положения:

$$\left. \begin{aligned} u_{k,t} &\leq f_{st} \\ u_{k,t} &\leq u_{k,t-\Delta t} \\ u_{k,t} &\leq [u_k] \end{aligned} \right\}. \quad (22-24)$$

В этом случае тросовая система работает как ограничитель.

Таким образом, мы представили способ демпфирования колебаний на основе трех систем тросовых связей, оборудованных гидроцилиндрами одностороннего действия. Эти три отдельных системы демпфирования в сумме образуют интегральную систему снижения уровня колебаний пространственного железобетонного каркаса производственного здания.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Предложена теория и сформулированы практические рекомендации по установке и использованию новых пространственных гидравлических систем гашения колебаний — демпфирующих гидравлических систем вертикальных перекрестных связей колонн, а также связей, демпфирующих вертикальные колебания несущих конструкций покрытия. Эти системы образуют интегральный комплекс демпфирующих связей пространственного железобетонного каркаса здания. Создан научный и технологический задел для повышения безопасности железобетонных каркасов промышленных зданий и сооружений. Результаты исследования могут учитываться при реконструкции и проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах России и других стран, а также при изучении раздела строительной механики «Динамика сооружений». Новые устройства гашения повышают живучесть, снижают риски аварий, повышают надежность и срок службы строительных конструкций промышленных каркасов зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Показан алгоритм поиска безопасного включения колонн и балок в работу демпфируемой системы связи – каркас и снижения уровня колебаний каркаса.

2. Работоспособность и живучесть ленточно-тросовой системы связей с гидроцилиндрами одностороннего действия существенно выше обычной жесткой системы связей. Такая система связей позволяет полностью включить в работу собственные системы жесткости и, в то же время, предотвратить развитие колебаний механической системы.

3. Из цикла решений дифференциальных уравнений движения демпфируемой системы с изменениями сопротивления движению и/или параметров колонн подбираются оптимальные для данных возмущений коэффициент сопротивления движению и характеристики колонн и балок.

4. В работе предложена методика расчета механической безопасности конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, а именно:

- предложен и теоретически, и численно-экспериментально обоснован новый способ гашения колебаний пространственных железобетонных каркасов зданий и сооружений управляемой тросовой системой с гидроцилиндрами одностороннего действия, создающими дополнительные односторонние силовые воздействия на защищаемые узлы несущих конструкций, препятствующие колебательным движениям этих узлов. Использованы два принципиально новых эффекта тросово-гидроцилиндровой системы: преднатяжение и ограничение хода. Преднатяжение перекрестной тросовой системы направлено на обеспечение непрерывной работы гидроцилиндров. Ограничение хода позволяет превратить (при достижении предельных перемещений) демпфирующую гидравлическую систему в ограничитель.

Доказана возможность применения при строительстве железобетонных каркасов управляемых тросовых защитных систем гашения колебаний как систем односторонних связей с переменными периодическими силами сопротивления движению, отличающихся от известных систем гашения повышенной демпфирующей способностью и технико-экономической эффективностью по стоимости и трудоемкости изготовления.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Jung J.-S., Kwak C.-S., Lom W.-Y., Lee K.-S. Seismic capacity evaluation of a reinforced concrete frame infilled with precast modular block wall for enhancing the horizontal load // Journal of Building Engineering. 2024. Vol. 97. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710224025294>

2. Mohammad Froozanfar M., Moradi S., Kianoush R., Speicher M.S., Sarno L.D. Review of self-centering rocking systems for earthquake-resistant building structures: State of the art // *Journal of Building Engineering*. 2024. Vol. 84. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S235271022400175X>
3. Milone A., Tartaglia R., D'Aniello M., Landolfo R. Seismic upgrade of a non-code compliant multi-storey steel building : a case study // *Journal of Building Engineering*. 2024. Vol. 95. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710224017194>
4. Tan J., Tan P., Wu J., Feng D. Evaluation of wind-induced effect on seismically isolated super high-rise building based on integrated seismic isolation design method : a case study // *Journal of Building Engineering*. 2023. Vol. 76. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710223014559>
5. Achaoui Y., Ungureanu B., Enoch S., Brûlé S., Guenneau S. Seismic waves damping with arrays of inertial resonators // *Extreme Mechanics Letters*. 2016. Vol. 8. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352431616300281>
6. Yang K., Xu Z., Ma Y., Wu M., Zhao Z., Luo C. Frame jack-enhanced viscous damping approach for efficient seismic response mitigation of airport control towers // *Structures*. 2024. Vol. 66. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012424010117>
7. Шейн А.И., Чуманов А.В., Монахов В.А. Ленточная система гашения колебаний для закрытых куполов // *Региональная архитектура и строительство*. 2021. № 1 (46). С. 122–129.
8. Шейн А.И., Чуманов А.В., Земцова О.Г. Определение параметров ленточно-тросового гасителя с торсионом или гидроцилиндром одностороннего действия // *Региональная архитектура и строительство*. 2023. № 2 (55). С. 69–76.
9. Шейн А.И., Шмелев Д.А. Оценка эффективности активного жидкостного гасителя колебаний высотных сооружений при нестационарных воздействиях // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2014. № 1.
10. Shein A., Zemtsova O., Chumanov A., Frolov M. Damping vibrations of a hyperbolic cooling tower using a reactive damper // *Energy Management of Municipal Facilities and Environmental Technologies EMMFT 2023 : E3S Web of Conferences*. 2023. Vol. 458. DOI: 10.1051/e3sconf/202345808014
11. Shein A.I., Zaitsev M.B., Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Damping of seismic vibrations of towers using a controlled reactive dampener // *Journal of Structural Engineering*. 2023. Vol. 50. No. 3. Pp. 177–183.
12. Shein A. Equations of motion of the system “structure – reactive vibration dampener” // *E3S Web of Conferences*. 2024. Vol. 549. P. 01006.
13. Шейн А.И., Чуманов А.В., Зайцев М.Б. Три новых способа гашения колебаний зданий и сооружений // *Региональная архитектура и строительство*. 2024. № 3 (60). С. 81–89.

REFERENCES

1. Jung J.-S., Kwak C.-S., Lom W.-Y., Lee K.-S. Seismic capacity evaluation of a reinforced concrete frame infilled with precast modular block wall for enhancing the horizontal load. *Journal of Building Engineering*. 2024; 97. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710224025294>
2. Mohammad Froozanfar M., Moradi S., Kianoush R., Speicher M.S., Sarno L.D. Review of self-centering rocking systems for earthquake-resistant building structures: State of the art. *Journal of Building Engineering*. 2024; 84. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S235271022400175X>
3. Milone A., Tartaglia R., D'Aniello M., Landolfo R. Seismic upgrade of a non-code compliant multi-storey steel building : a case study. *Journal of Building Engineering*. 2024; 95. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710224017194>
4. Tan J., Tan P., Wu J., Feng D. Evaluation of wind-induced effect on seismically isolated super high-rise building based on integrated seismic isolation design method : a case study. *Journal of Building Engineering*. 2023; 76. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710223014559>
5. Achaoui Yu., Ungureanu B., Enoch S., Brûlé S., Guenneau S. Seismic waves damping with arrays of inertial resonators. *Extreme Mechanics Letters*. 2016; 8. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352431616300281>
6. Yang K., Xu Z., Ma Y., Wu M., Zhao Z., Luo C. Frame jack-enhanced viscous damping approach for efficient seismic response mitigation of airport control towers. *Structures*. 2024; 66. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012424010117>
7. Shein A.I., Chumanov A.V., Monakhov V.A. Tape vibration damping system for closed domes. *Regional Architecture and Construction*. 2021; 1(46):122-129. (in Russian).
8. Shein A.I., Chumanov A.V., Zemtsova O.G. Determination of parameters of a belt-cable damper with a torsion bar or a single-acting hydraulic cylinder. *Regional Architecture and Construction*. 2023; 2(55):69-76. (in Russian).
9. Shein A.I., Shmelev D.A. Evaluation of the effectiveness of an active liquid vibration damper for high-rise buildings under non-stationary loads. *Structural Mechanics and Calculation of Structures*. 2014; 1. (in Russian).

10. Shein A., Zemtsova O., Chumanov A., Frolov M. Damping vibrations of a hyperbolic cooling tower using a reactive damper. *Energy Management of Municipal Facilities and Environmental Technologies EMMFT 2023 : E3S Web of Conferences* . 2023; 458. DOI: 10.1051/e3sconf/202345808014
11. Shein A.I., Zaitsev M.B., Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Damping of seismic vibrations of towers using a controlled reactive dampener. *Journal of Structural Engineering*. 2023; 50(3):177-183.
12. Shein A. Equations of motion of the system “structure – reactive vibration dampener”. *E3S Web of Conferences*. 2024; 549:01006.
13. Shein A.I., Chumanov A.V., Zaitsev M.B. Three new methods of vibration damping of buildings and structures. *Regional Architecture and Construction*. 2024; 3(60):81-89. (in Russian).



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.67-77

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Вероятностное обоснование значений коэффициентов надежности при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей

С.А. Амбарцумян^{1*}, А.В. Манукян¹, О.В. Мкртычев²

¹ ООО «Группа Компаний «МонАрх», Москва, Российская Федерация

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

* info@mon-arch.ru

Ключевые слова: крупногабаритные железобетонные модули, теория надежности, индекс надежности, вероятность отказа, частные коэффициенты надежности, нелинейный динамический расчет, метод центральных разностей, железобетонные конструкции

История статьи

Поступила в редакцию: 26.05.2026

Доработана: 07.06.2026

Принята к публикации: 12.06.2026

Для цитирования

Амбарцумян С.А., Манукян А.В., Мкртычев О.В. Вероятностное обоснование значений коэффициентов надежности при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 67–77.

Аннотация. В статье представлено обоснование значений частных коэффициентов надежности, используемых при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей (КЖМ). Актуальность исследования обусловлена необходимостью учета особенностей изготовления железобетонных конструкций из КЖМ, а также возможностями современных численных методов расчета.

Выполнены расчетные исследования отдельных крупногабаритных железобетонных модулей и зданий пилонной (каркасной) и стеновой конструктивных схем. Расчеты проводились в линейной, нелинейной динамической и вероятностной постановках с использованием программных комплексов ЛИРА-САПР, ANSYS/LS-DYNA и языка программирования Python. На основе метода статистических испытаний получены значения вероятности отказа и индекса надежности для зданий из крупногабаритных железобетонных модулей. Показано, что для исследуемых конструктивных схем расчетные значения индекса надежности превышают целевые уровни, установленные в нормативных документах по надежности строительных конструкций.

Полученные результаты позволяют обосновать возможность уточнения отдельных частных коэффициентов надежности при сохранении требуемого уровня надежности зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей.

Сергей Александрович Амбарцумян, доктор технических наук, генеральный директор, ООО «Группа Компаний «МонАрх», 125284, г. Москва, Ленинградский пр-т, д. 31А, стр. 1; E-mail: info@mon-arch.ru

Артур Ванушевич Манукян, доктор технических наук, заместитель генерального директора — технический директор, ООО «Группа Компаний «МонАрх», 125284, г. Москва, Ленинградский пр-т, д. 31А, стр. 1; E-mail: a.manukyan@mon-arch.ru

Олег Вартанович Мкртычев, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой сопротивления материалов, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 9676-4986, Scopus: 56449249100, ResearcherID: Q-2370-2017, ORCID: 0000-0002-2828-3693, E-mail: mkrtychev@yandex.ru

© Амбарцумян С.А., Манукян А.В., Мкртычев О.В., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Probabilistic Justification of the Values of Reliability Factors for the Design of Buildings and Structures Made of Large Reinforced Concrete Modules

S.A. Ambartsumyan^{1*}, A.V. Manukyan¹, O.V. Mkrtichev²

¹ MonArch Group of Companies, Moscow, Russian Federation

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* info@mon-arch.ru

Keywords: large reinforced concrete modules, reliability theory, reliability index, probability of failure, partial safety factors, nonlinear dynamic analysis, central difference method, reinforced concrete structures

Article history

Received: 26.05.2026

Revised: 07.06.2026

Accepted: 12.06.2026

For citation

Ambartsumyan S.A., Manukyan A.V., Mkrtichev O.V. Probabilistic Justification of the Values of Reliability Factors for the Design of Buildings and Structures Made of Large Reinforced Concrete Modules. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 3(15):67-77.

Abstract. The article presents a justification of the values for refined safety factors used in the design of buildings and structures made of large reinforced concrete modules. The relevance of the study is determined by the need to account for the specific features of industrial production of reinforced concrete structures, the high accuracy of factory manufacturing, the reduced variability of concrete strength characteristics, and the capabilities of modern numerical calculation methods.

Numerical studies were carried out for individual large reinforced concrete modules, as well as for buildings with frame-wall and wall structural systems. The analyses were performed in linear, nonlinear dynamic, and probabilistic formulations using the LIRA-SAPR and ANSYS/LS-DYNA software packages, as well as the Python programming language. The strength of concrete and reinforcement, snow load, wind load, and uniformly distributed imposed load were considered as random variables. Based on the Monte Carlo simulation method, values of the probability of failure and the reliability index were obtained for buildings made of large reinforced concrete modules. It is shown that, for the structural systems under consideration, the calculated reliability indices exceed the target levels established in regulatory documents on the reliability of building structures. The obtained results make it possible to justify the refinement of individual partial safety factors while maintaining the required safety level of buildings made of large reinforced.

ВВЕДЕНИЕ

В действующей нормативной документации требуемый уровень надежности обеспечивается системой частных коэффициентов надежности [1]. Данный подход является достаточно универсальным, однако развитие технологий строительства и современных методов численного моделирования создает предпосылки для более детального и обоснованного учета фактического уровня надежности конкретных конструктивных систем.

Здания из крупногабаритных железобетонных модулей [2] обладают рядом особенностей, которые отличают их от традиционных монолитных и сборных железобетонных систем; к ним относятся: контролируемые условия твердения бетона, стабильность технологических параметров, повышенная точность изготовления и возможность системного контроля качества на всех этапах производства. Эти факторы приводят к снижению неопределенности геометрических и прочностных характеристик конструкций, что, в свою очередь, может быть учтено при назначении расчетных параметров и коэффициентов надежности.

Sergey A. Ambartsumyan, Doctor of Engineering, Professor, General Director (CEO), MonArch Group of Companies, 31A Leningradsky Prospekt, bldg. 1, Moscow, 125284, Russian Federation; E-mail: info@mon-arch.ru

Artur V. Manukyan, Doctor of Engineering, Deputy General Director and Technical Director, MonArch Group of Companies, 31A Leningradsky Prospekt, bldg. 1, Moscow, 125284, Russian Federation; E-mail: a.manukyan@mon-arch.ru

Oleg V. Mkrtichev, Doctor of Engineering, Professor, Head of the Department of Strength of Materials, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9676-4986, Scopus: 56449249100, ResearcherID: Q-2370-2017, ORCID: 0000-0002-2828-3693, E-mail: mkrtichev@yandex.ru

Целью данной статьи является обоснование возможности уточнения отдельных частных коэффициентов надежности при проектировании зданий из крупногабаритных железобетонных модулей на основе нелинейных расчетов и вероятностной оценки надежности.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

1. Проведение нелинейного динамического анализа конструкций зданий и сооружений из КЖМ с учетом физической и геометрической нелинейности, накопления повреждений бетона и пластических деформаций арматуры.
2. Вероятностная оценка надежности зданий из КЖМ с учетом изменчивости нагрузок и прочностных характеристик материалов.
3. Сопоставление полученных значений индекса надежности с целевыми значениями, принятыми в нормативных документах.
4. Обоснование возможности уточнения отдельных частных коэффициентов надежности при проектировании зданий из КЖМ.

Расчетные исследования проводились с использованием программных комплексов ЛИРА-САПР, ANSYS/LS-DYNA, а также высокоуровневого интерпретируемого языка программирования Python.

Объектом исследования являются отдельные крупногабаритные железобетонные модули, а также многоэтажные здания и сооружения, формируемые из таких модулей. Рассматривались две основные конструктивные схемы зданий: пилонная конструктивная схема и стеновая конструктивная схема.

Расчетные исследования охватывали несколько групп расчетных ситуаций: транспортировка и монтаж отдельных модулей; эксплуатационная работа зданий при основных сочетаниях нагрузок; аварийные воздействия, связанные с локальным отказом отдельных несущих элементов; оценка предельных состояний по несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Расчетное исследование производилось в трех основных постановках: линейная расчетная постановка; нелинейная динамическая постановка; вероятностная постановка.

Результаты расчетов в линейной постановке использовались для определения требуемого армирования, коэффициентов использования несущей способности и проверки конструкций по требованиям действующих норм проектирования железобетонных конструкций.

При выполнении расчетов в программном комплексе ANSYS/LS-DYNA [3] использовалась явная схема интегрирования уравнений движения, основанная на методе центральных разностей.

Был выполнен комплекс расчетов в вероятностной постановке, направленный на оценку фактического уровня надежности и калибровку частных коэффициентов надежности для зданий из КЖМ. Дополнительно исследована зависимость индекса надежности от изменения общего коэффициента к нагрузке.

При оценке надежности с использованием аппарата случайных величин граница области допустимых состояний конструкции описывается следующим уравнением [4–6]:

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

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

В общем случае 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 отказов состояний; $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ — совместная плотность вероятности случайных величин $(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Индекс надежности β связан с вероятностью отказа через функцию стандартного нормального распределения:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f), \tag{3}$$

где P_f — вероятность отказа.

Основные соотношения β и P_f представлены в таблице.

Соотношение β и P_f							
P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

В вероятностных расчетах учитывалась случайная изменчивость как прочностных характеристик материалов, так и заданных нагрузок.

Прочность бетона и арматуры задавалась с учетом статистических характеристик материалов. Для бетона рассматривались два варианта коэффициента вариации: нормативное значение, принятое в нормах проектирования, и уточненное значение, полученное по данным заводского контроля качества.

Для прочности бетона и арматуры принимался нормальный закон распределения. Для снеговой и ветровой нагрузок использовалось распределение Гумбеля [7, 8]. Для равномерно распределенной полезной нагрузки рассматривались статистические данные, полученные по результатам обследования зданий, а также собственные данные по фактическому уровню эксплуатационных нагрузок.

Оценка вероятности отказа выполнялась методом статистических испытаний [9–12]. В качестве критериев отказа принимались: превышение требуемой расчетной площади арматуры над фактической; превышение предельно допустимого горизонтального перемещения; достижение предельного состояния по несущей способности.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Для отдельных КЖМ были рассмотрены стадии транспортировки и монтажа (рис. 1).

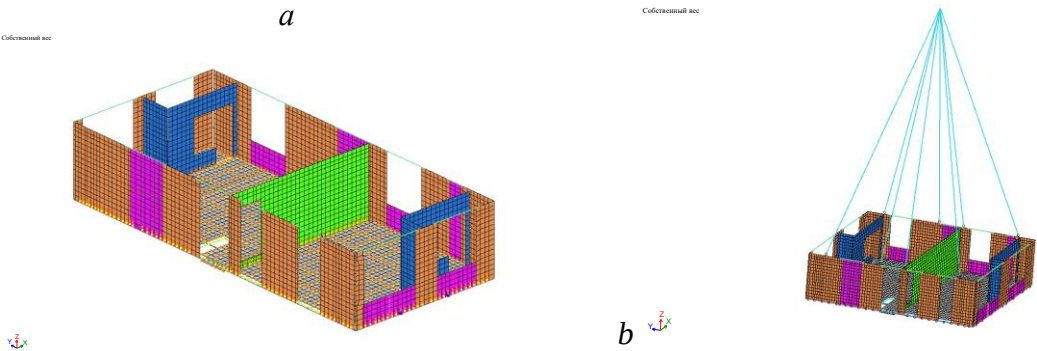


Рис. 1. Расчетные модели исследуемого типового объемного модуля:
a — при транспортировке; b — при монтаже
Fig. 1. Finite element model of a typical 3D module:
a — at transportation; b — at lifting

Были определены внутренние усилия, перемещения и требуемое армирование плит, ребер, стен и пилонов (рис. 2–4).



Рис. 2. Армирование панелей модуля: *a* — нижнее по *X*; *b* — нижнее по *Y*
Fig. 2. Required reinforcement of the module panels *a* — bottom *X*; *b* — bottom *Y*

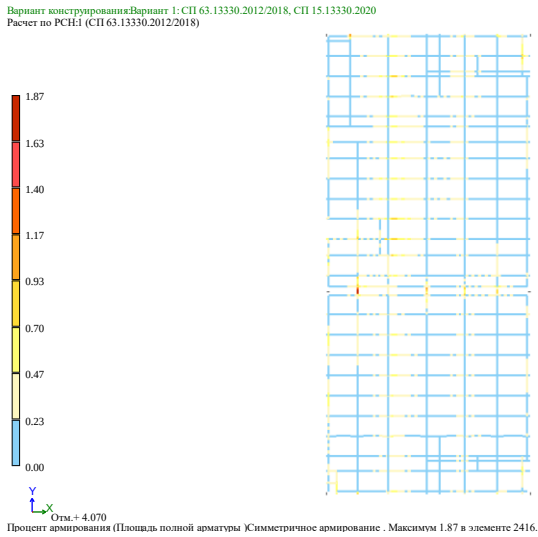


Рис. 3. Процент армирования в ребрах плиты перекрытия модуля
Fig. 3. Reinforcement ratio in the ribs of the module floor slab

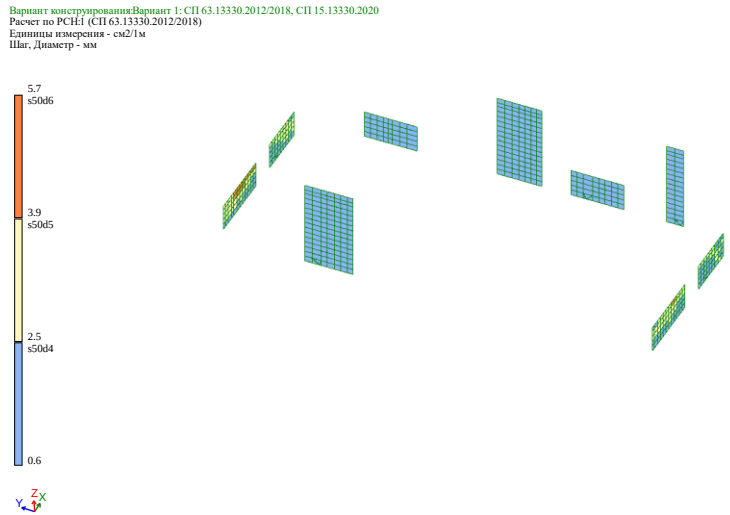


Рис. 4. Армирование в оболочках ребристых стен (нижнее по *X*)
Fig. 4. Required reinforcement in the thin part of the ribbed walls (bottom *X*)

В рамках нелинейного анализа рассматривались следующие расчетные ситуации: определение разрушающей вертикальной нагрузки при отказе пилон модуля (рис. 5); определение разрушающей вертикальной нагрузки при отказе плиты перекрытия модуля; определение разрушающей нагрузки и горизонтального смещения при действии разрушающей нагрузки поперек модуля (вдоль короткой стороны); определение максимального перегиба и разрушающей нагрузки вдоль модуля (рис. 6); определение предельной разрушающей растягивающей нагрузки на пилон при монтаже модуля.

При анализе пилон, нагруженного вертикальной сжимающей нагрузкой, было установлено, что предельная нагрузка по расчету в соответствии с СП 63.13330.2018 составляет 296 т. При этом нагрузка, соответствующая появлению пластических деформаций в арматуре, составила 625 т. Начало разрушения бетона также соответствовало нагрузке порядка 625 т, а полное разрушение пилон происходило при нагрузке 650 т. Таким образом, коэффициент запаса по отношению к нормативной предельной нагрузке составил 2,2.

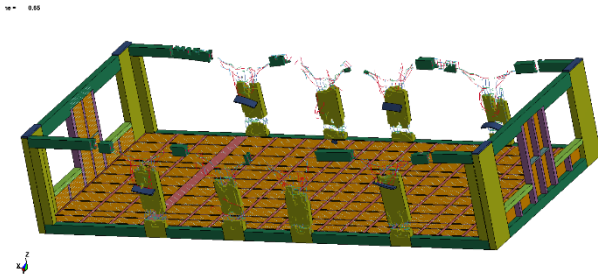


Рис. 5. Картина разрушения пилонов в момент времени $t = 0,65$ с (продольная сила $N = 650$ т). Разрушение пилонов

Fig. 5. Patterns of failure of pylons at time $t = 0.65$ s (axial force $N = 650$ ton). Failure of pylons

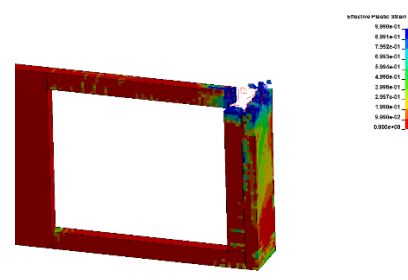


Рис. 6. Функция накопления повреждений в бетонных элементах модуля в момент времени $t = 1,07$ с ($N_{hor} = 53,4$ т)

Fig. 6. Damage accumulation function for concrete members of the module at time $t = 1.07$ s ($N_{hor} = 53.4$ ton)

При анализе плиты перекрытия установлено, что отказ поперечной арматуры каркаса ребра и возникновение текучести в продольной арматуре происходят при коэффициенте к расчетной проектной нагрузке, равном 2,4. Предельная нагрузка в момент отказа превышала предельную нагрузку по первой группе предельных состояний, определенную по СП 63.13330.2018, в 1,67 раза. Отдельно анализировалась работа пилон при горизонтальном перемещении.

Проведено исследование предельно допустимого сдвига этажа (горизонтального перемещения верхнего сечения пилон) в нелинейной динамической постановке. На рис. 7 представлены изополя функции накопления повреждений в различные моменты времени.

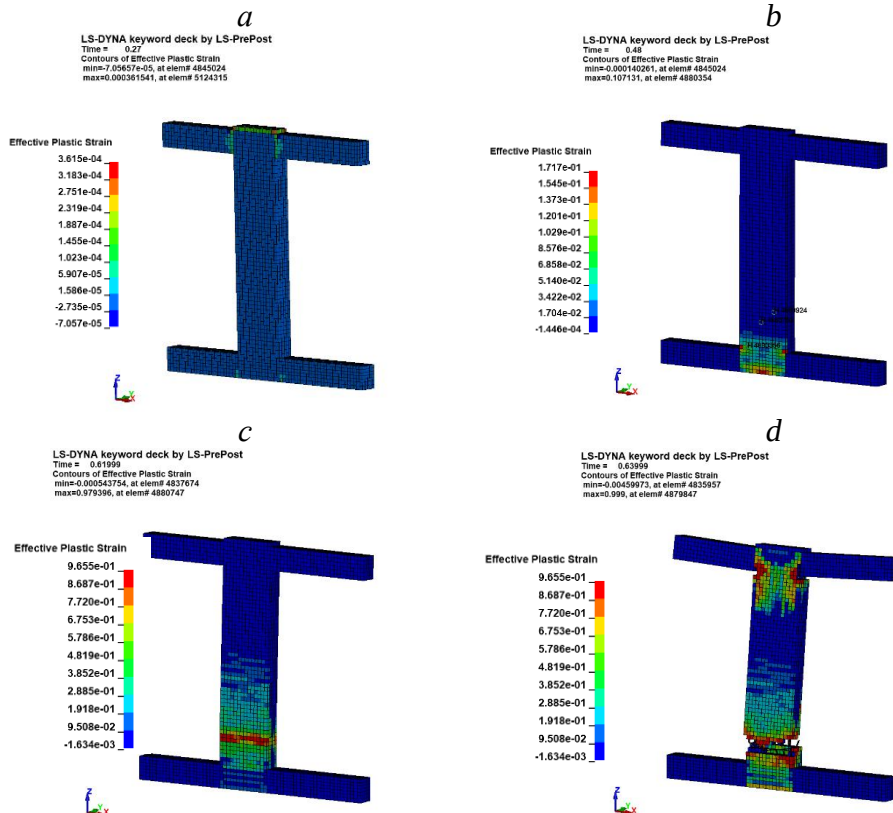


Рис. 7. Функция накопления повреждений в бетоне в различные моменты времени: $a — t = 0,27$ с; $b — t = 0,48$ с; $c — t = 0,62$ с; $d — t = 0,64$ с

Fig. 7. Damage accumulation function for concrete at various time: $a — t = 0.27$ s; $b — t = 0.48$ s; $c — t = 0.62$ s; $d — t = 0.64$ s

Накопление повреждений для используемой модели материала [13–15] представлено функцией, изменяющейся от 0 до 1, где 0 — отсутствие повреждений, а 1 — полное исчерпание несущей способности.

По результатам расчета было определено предельное значение горизонтального перемещения верхнего сечения пилона (сдвиг) $\Delta = 3$ см.

Отдельный блок расчетов был посвящен оценке устойчивости зданий из КЖМ к прогрессирующему обрушению. Основные результаты расчетов (для сценария отказа углового пилона и примыкающих панелей модуля 2-го этажа) представлены на рис. 8, 9.

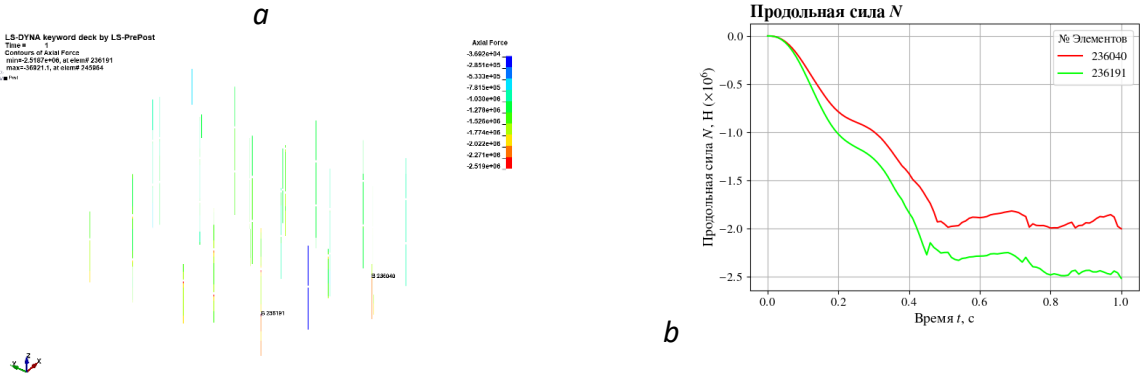


Рис. 8. Продольные силы N : a — мозаика в момент времени $t = 1$ с, Н; b — графики изменения N ; a — patterns at time $t = 1$ s, N; b — time history curves

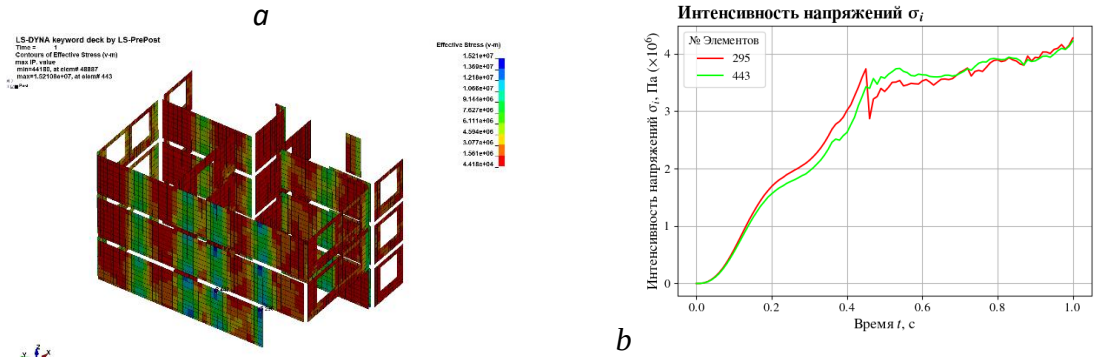


Рис. 9. Интенсивность напряжений: a — мозаика в момент времени $t = 1$ с, Па; b — графики изменения σ_i ; a — patterns at time $t = 1$ s, Pa; b — time history curves

Проведение расчетов в нелинейной динамической постановке позволило определить фактические запасы несущей способности конструкций, предельные перемещения и характер развития повреждений.

Была выполнена вероятностная оценка надежности зданий из КЖМ в целом. Для каждой схемы выполнялась серия расчетов с учетом случайной изменчивости прочностных характеристик материалов и нагрузочных воздействий. По результатам расчетов определялись вероятность отказа и индекс надежности.

Для здания пилонной конструктивной схемы была получена вероятность отказа $P_f = 2,92 \cdot 10^{-6}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 4,532$.

Для здания стеновой конструктивной схемы была получена вероятность отказа $P_f = 2,92 \cdot 10^{-12}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 6,892$.

Полученные индексы надежности превышают верхнюю границу целевого диапазона (4,3). Это означает, что для данной расчетной модели набор частных коэффициентов является избыточно «консервативным» с точки зрения надежности.

Далее выполнялась калибровка частных коэффициентов надежности (путем последовательного изменения общего коэффициента к нагрузке γ_p и определения соответствующих значений вероятности отказа и индекса надежности). По результатам расчетов установлено, что при увеличении коэффициента γ_p значение индекса надежности закономерно снижается, при этом для исследуемой пилонной схемы значение $\gamma_p = 1,08$ обеспечивает сохранение требуемого уровня надежности, соответствующего целевому значению индекса надежности. Следовательно, полученная зависимость может рассматриваться как расчетное основание для уточнения частных коэффициентов надежности при проектировании зданий из КЖМ.

Дополнительно при обосновании уточненных коэффициентов учитывались особенности заводского изготовления КЖМ. Производство модулей осуществляется в условиях автоматизированного технологического процесса с контролем качества материалов, геометрических параметров и условий твердения бетона. По данным заводского контроля коэффициент вариации прочности бетона на сжатие составляет 0,06–0,07, что примерно в два раза меньше нормативного значения 0,135. Это свидетельствует о сниженной изменчивости прочностных характеристик и меньшей неопределенности несущей способности элементов. С учетом этого обосновано применение дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{c2} = 1,03$.

Также была рассмотрена нагрузка от собственного веса конструкций КЖМ. При ее определении учитывались контролируемая плотность бетона ($\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$), фактический объем бетона с вычетом объема, вытесненного арматурой, масса арматуры, а также высокая точность изготовления элементов. Для стеновой панели толщиной 170 мм отношение максимально возможной толщины с учетом допуска к проектной составляет $173/170 = 1,02$. На основании этого обосновано применение уточненного коэффициента надежности по нагрузке от собственного веса $\gamma_f = 1,05$ вместо $\gamma_f = 1,10$.

По результатам проведенного анализа и на основе имеющихся и собственных статистических данных было также получено уточненное среднее значение равномерно распределенной (полезной) нагрузки:

- среднее значение равномерно распределенной нагрузки, равное 80 кг/м^2 ;
- пиковое значение равномерно распределенной нагрузки, равное 120 кг/м^2 .

Основываясь на вышеописанных результатах расчетов для зданий и сооружений из КЖМ можно рекомендовать снижение коэффициента надежности по нагрузке для равномерно распределенной нагрузки в жилых помещениях до значения $\gamma_f = 1,2$.

В работе [16] обоснована необходимость дифференциации коэффициента надежности по ответственности γ_n в зависимости от уровня последствий отказа строительных конструкций. Авторами предложен подход, при котором учет возможных социальных и экономических последствий осуществляется через систему коэффициентов γ_n , закрепленную в нормативных документах.

Дополнительно была рассмотрена возможность уточнения предельно допустимой ширины раскрытия трещин в ребристых плитах перекрытий зданий из КЖМ. Расчеты выполнялись для плиты толщиной 40 мм с ребрами $100 \times 300 \text{ мм}$ и $50 \times 300 \text{ мм}$. Рассматривались варианты расчета по СП 63.13330.2018 при стандартных и увеличенных значениях допустимой ширины раскрытия трещин, а также выполнялось сопоставление с расчетной методикой EN 1992-1-1:2004.

Установлено, что при стандартных требованиях СП 63.13330.2018 расчет по раскрытию трещин приводит к существенному увеличению требуемой площади арматуры по сравнению с расчетом по прочности. При увеличении допустимой ширины раскрытия трещин до 0,4 мм при продолжительном раскрытии и 0,5 мм при непродолжительном раскрытии расчетная площадь арматуры снижается, при этом несущая способность конструкции по первой группе предельных состояний обеспечивается.

Сопоставление с EN 1992-1-1:2004 показало, что отечественная методика для рассматриваемой расчетной ситуации является более консервативной. С учетом отсутствия пластических деформаций в элементах перекрытия, допустимых прогибов, нормальных условий эксплуатации и неагрессивной среды предложено принимать для перекрытий зданий из КЖМ предельно допустимую ширину раскрытия трещин 0,4 мм при продолжительном и 0,5 мм при непродолжительном раскрытии трещин.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. По результатам комплексных расчетных исследований обоснована возможность применения уточненных и дополнительных коэффициентов к действующей системе частных коэффициентов надежности при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей.

2. Расчеты отдельных КЖМ на монтажные и транспортные нагрузки, а также нелинейный анализ их несущей способности показали наличие расчетных запасов по основным несущим элементам. Для пилона при вертикальном сжатии коэффициент запаса по отношению к предельной нагрузке, определенной по СП 63.13330.2018, составил до 2,2; для ребристой плиты перекрытия предельная нагрузка превысила нормативную расчетную величину по первой группе предельных состояний в 1,67 раза.

3. Вероятностные расчеты показали, что здания из КЖМ обладают уровнем надежности, превышающим целевые значения для предельных состояний по несущей способности. Для пилонной конструктивной схемы получены $P_f = 2,92 \cdot 10^{-6}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 4,532$, для стеновой схемы – $P_f = 2,92 \cdot 10^{-12}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 6,892$. Эти значения превышают верхнюю границу целевого диапазона $\beta = 4,3$. Это означает, что для данного здания набор частных коэффициентов является избыточно «консервативным» с точки зрения надежности. Возможно снижение коэффициентов надежности по нагрузке пропорционально на 8 % (коэффициент запаса $k = 1,08$).

4. Выполненная калибровка коэффициента надежности по нагрузке также показала, что безопасная работа пилона обеспечивается при $\gamma_p = 1,08$.

5. С учетом высокой точности заводского изготовления, контролируемой плотности бетона и сниженной изменчивости прочности бетона обосновано применение дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{c2} = 1,03$, а также уточненного коэффициента надежности для нагрузки от собственного веса конструкций КЖМ $\gamma_f = 1,05$.

6. На основании статистических данных о фактических полезных нагрузках, а также анализа влияния временных нагрузок на коэффициент использования несущей способности пилонов обосновано применение уточненного коэффициента надежности по равномерно распределенной полезной нагрузке $\gamma_f = 1,2$ для жилых помещений зданий из КЖМ при нормативном значении нагрузки менее 2,0 кПа.

7. Для ребристых плит перекрытий зданий из КЖМ обоснована возможность увеличения предельно допустимой ширины раскрытия трещин до 0,4 мм при продолжительном раскрытии и до 0,5 мм при непродолжительном раскрытии.

8. Предложенные коэффициенты и расчетные положения следует применять только в пределах установленной области применения: для конструкций КЖМ, изготавливаемых в условиях контролируемого заводского производства, при обеспечении заданного качества материалов, точности геометрических параметров и надежности внутримодульных связей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мкртычев О.В., Лохова Е.М. Проектирование сейсмостойких зданий. Нормы нового поколения // Жилищное строительство. 2024. № 4. С. 42–46. DOI: 10.31659/0044-4472-2024-4-42-46
2. Амбарцумян С.А., Манукян А.В., Мкртычев О.В. и др. Натурные и численные эксперименты узлов крупногабаритных железобетонных модулей // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 7. С. 41–47. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.07.41-47. EDN MZRRNI.
3. LS-DYNA KEYWORD USER'S MANUAL VOLUME II Material Models. 2002. 1206 p.
4. Булушев С.В. Оценка сейсмостойкости зданий с рамным каркасом на основе вероятностного нелинейного динамического анализа : дис. канд. техн. наук. М., 2020. 154 с.
5. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. М. : Стройиздат, 1986. 192 с.
6. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М. : АСВ, 2010. 384 с.
7. Пиеничкина В.А., Воронкова В.А., Дроздов В.В. Вероятностные методы строительной механики и теория надежности строительных конструкций : учебное пособие // Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Волгоградский государственный технический университет. Т. 2. Волгоград : Волгоградский государственный технический университет, 2021. 98 с.
8. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М. : Стройиздат, 1978. 239 с.
9. Саргсян А.Е., Райзер В.Д., Мкртычев О.В. Метод статистических испытаний при расчете строительных конструкций на надежность. М. : РГОТУПС, 1999. 36 с.
10. Чирков В.П. Теоретические основы прогнозирования сроков службы железобетонных конструкций. М. : Изд-во МИИТа, 1995. 56 с.
11. Мкртычев О.В., Лохова Е.В. Оценка надежности железобетонного каркаса с применением систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами с учетом изменчивости сейсмического воздействия // Строительная механика и конструкции. 2025. № 3 (46). С. 52–61. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.46.3.006
12. Мкртычев О.В., Райзер В.Д. Теория надежности в проектировании строительных конструкций : монография. М. : Изд-во АСВ, 2016. 908 с.
13. Murray Y.D. Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean : FHWA-HRT-05-062, 2007. 77 p.
14. US Department of Transportation. Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean : FHWA-HRT-05-063, 2007. 190 p.
15. Мкртычев О.В., Лохова Е.М., Тагиров Т.А. Нормирование предельного сдвига этажа как критерия особого предельного состояния // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2024. Т. 20. № 4. С. 197–207.
16. Отставнов В.А., Смирнов А.Ф., Райзер В.Д., Сухов Ю.Д. Учет ответственности зданий и сооружений в нормах проектирования строительных конструкций // Надежность строительных конструкций. М. : ЦНИИСК им. Кучеренко.

REFERENCES

1. Mkrtychev O.V., Lokhova E.M. Design of Earthquake-Resistant Buildings. New Generation Standards. *Housing Construction*. 2024; 4:42-46. DOI: 10.31659/0044-4472-2024-4-42-46 (In Russian).
2. Ambartsumyan S.A., Manukyan A.V., Mkrtychev O.V. et al. Full-Scale and Numerical Experiments of Joints of Large-Sized Reinforced Concrete Modules. *Industrial and Civil Engineering*. 2024; 7:41-47. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.07.41-47. EDN MZRRNI. (In Russian).
3. LS-DYNA KEYWORD USER'S MANUAL VOLUME II Material Models. 2002; 1206.
4. Mkrtychev O.V., Lokhova E.V. Reliability Assessment of a Reinforced Concrete Frame with Seismic Protection Systems in the Form of Joints with Enhanced Dissipative Properties Considering the Variability of Seismic Action. *Structural Mechanics and Structures*. 2025; 3(46):52-61. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.46.3.006 (In Russian).
5. Mkrtychev O.V., Lokhova E.M., Tagirov T.A. Standardization of Interstory Drift as a Criterion for the Special Limit State. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2024; 20(4):197-207. (In Russian).
6. Bulushev S.V. Assessment of Seismic Resistance of Buildings with Frame Structures Based on Probabilistic Non-linear Dynamic Analysis : Ph.D. Dissertation (Engineering). Moscow, 2020; 154. (In Russian).
7. Rayzer V.D. *Methods of Reliability Theory in the Standardization of Design Parameters of Building Structures*. Moscow, Stroyizdat Publ., 1986; 192. (In Russian).
8. Rayzer V.D. *Theory of Structural Reliability*. Moscow, ASV Publ., 2010; 384. (In Russian).

9. Pshenichkina V.A., Voronkova V.A., Drozdov V.V. *Probabilistic Methods of Structural Mechanics and Reliability Theory of Building Structures : textbook. Part 2*. Volgograd, Volgograd State Technical University, 2021; 98. (In Russian).
10. Rzhantsyn A.R. *Theory of Reliability Analysis of Building Structures*. Moscow, Stroyizdat Publ., 1978; 239. (In Russian).
11. Sargsyan A.E., Rayzer V.D., Mkrtychev O.V. *Method of Statistical Tests in Reliability Analysis of Building Structures*. Moscow, RGOTUPS Publ., 1999; 36. (In Russian).
12. Chirkov V.P. *Theoretical Foundations for Predicting the Service Life of Reinforced Concrete Structures*. Moscow, MIIT Publ., 1995; 56. (In Russian).
13. Mkrtychev O.V., Rayzer V.D. *Reliability Theory in the Design of Building Structures : monograph*. Moscow, ASV Publ., 2016; 908. (In Russian).
14. Murray Y.D. *Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159*. McLean, FHWA-HRT-05-062, 2007; 77.
15. US Department of Transportation. *Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159*. McLean, FHWA-HRT-05-063, 2007; 190.
16. Otstavnov V.A., Smirnov A.F., Rayzer V.D., Sukhov Yu.D. Consideration of the Importance (Consequence Class) of Buildings and Structures in Design Codes for Building Structures. *Reliability of Building Structures*. Moscow, Kucherenko Central Research Institute for Building Structures. (In Russian).



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.78-99

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Возможности использования искусственного интеллекта для расчета железобетонных конструкций

Т.А. Мацевич*, С.Ю. Савин, Ю.А. Шапошникова, И.К. Манаенков, В.И. Черник

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

* matseevichta@mgsu.ru

Ключевые слова: железобетон, конструкция, расчет, искусственный интеллект, машинное обучение

История статьи

Поступила в редакцию: 25.04.2026

Доработана: 08.05.2026

Принята к публикации: 10.05.2026

Для цитирования

Мацевич Т.А., Савин С.Ю., Шапошникова Ю.А., Манаенков И.К., Черник В.И. Возможности использования искусственного интеллекта для расчета железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 78–99.

Аннотация. В данной обзорно-аналитической статье выполнена систематизация и критический анализ современного состояния исследований по применению машинного обучения для расчета железобетонных конструкций. В работе рассмотрены основные разновидности используемых моделей машинного обучения, проанализированы количественные метрики для оценки качества их предсказаний, а также обсуждены проблемы, связанные с интерпретируемостью результатов, оценкой ошибок и выявлением нелинейных зависимостей. Отдельное внимание уделено существующим пробелам в научном знании в области расчета железобетонных конструкций с использованием моделей машинного обучения, нормативным коллизиям и ограничениям, препятствующим практическому внедрению технологий ИИ в проектирование. На основе проведенного анализа сформулированы перспективные направления дальнейших исследований.

Татьяна Анатольевна Мацевич, доктор физико-математических наук, доцент, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1299-6980, Scopus: 51461741900, ResearcherID: AAB-2742-2020, ORCID: 0000-0001-6292-0759, E-mail: MatseevichTA@mgsu.ru

Сергей Юрьевич Савин, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388, E-mail: suwin@yandex.ru

Шапошникова Юлия Александровна, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 2131-2252, Scopus: 57190858958, ResearcherID: P-8986-2018, ORCID: 0000-0001-7740-9400, E-mail: yuliatalyzova@yandex.ru

Манаенков Иван Константинович, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 5415-7373, Scopus: 57209888951, ResearcherID: AAE-1570-2022, ORCID: 0000-0002-5260-8793, E-mail: manaenkov.i.k@gmail.com

Владимир Игоревич Черник, кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; PИНЦ ID: 1091685, Scopus: 57218420224, ResearcherID: AAD-8260-2022, ORCID: 0000-0001-6240-9993, E-mail: chernik_vi@mail.ru

© Мацевич Т.А., Савин С.Ю., Шапошникова Ю.А., Манаенков И.К., Черник В.И., 2026



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Potential of Artificial Intelligence in the Analysis and Design of Reinforced Concrete Structures

T.A. Matseevich*, S.Yu. Savin, Yu.A. Shaposhnikova, I.K. Manaenkov, V.I. Chernik

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* matseevichta@mgsu.ru

Keywords: reinforced concrete, structural design, structural analysis, artificial intelligence, machine learning

Article history

Received: 25.04.2026

Revised: 08.05.2026

Accepted: 10.05.2026

For citation

Matseevich T.A., Savin S.Yu., Shaposhnikova Yu.A., Manaenkov I.K., Chernik V.I. Potential of Artificial Intelligence in the Analysis and Design of Reinforced Concrete Structures. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 3(15):78-99.

Abstract. In this review, the current state of research on the use of machine learning for the design of reinforced concrete structures has been systematized and critically analyzed. The paper examines the main types of machine learning models used, analyzes quantitative metrics for assessing the quality of their predictions, and discusses issues related to the interpretability of results, error estimation, and the identification of nonlinear relationships. Special attention is given to existing gaps in scientific knowledge, regulatory conflicts, and limitations that hinder the practical implementation of AI technologies in design. Based on the analysis, promising directions for future research have been identified.

ВВЕДЕНИЕ

Традиционные методы расчета железобетонных конструкций, основанные на аналитических моделях сопротивления и конечно-элементном моделировании, являются основой современного проектирования. Однако они часто требуют значительных вычислительных затрат, опираются на упрощающие допущения и не всегда в полной мере учитывают сложные нелинейные взаимодействия между множеством факторов, определяющих работу материала и конструкции. В последние годы стремительное развитие методов искусственного интеллекта (ИИ), и, в частности, машинного обучения (МО), открыло новые перспективы для решения этих проблем. Способность алгоритмов МО выявлять скрытые закономерности в данных, аппроксимировать сложные функции и обобщать информацию без необходимости описания в явном виде физических закономерностей потенциально делает их мощным инструментом для расчета строительных конструкций [1].

Tatyana A. Matseevich, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Associate Professor, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1299-6980, Scopus: 51461741900, ResearcherID: AAB-2742-2020, ORCID: 0000-0001-6292-0759, E-mail: MatseevichTA@mgsu.ru

Sergei Yu. Savin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388, E-mail: suwin@yandex.ru

Yulia A. Shaposhnikova, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2131-2252, Scopus: 57190858958, ResearcherID: P-8986-2018, ORCID: 0000-0001-7740-9400, E-mail: yuliatalyzova@yandex.ru

Ivan K. Manaenkov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 5415-7373, Scopus: 57209888951, ResearcherID: AAE-1570-2022, ORCID: 0000-0002-5260-8793, E-mail: manaenkov.i.k@gmail.com

Vladimir I. Chernik, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1091685, Scopus: 57218420224, ResearcherID: AAD-8260-2022, ORCID: 0000-0001-6240-9993, E-mail: chernik_vi@mail.ru

Широкий спектр исследований демонстрирует успешное применение различных моделей МО для решения задач строительной механики и проектирования строительных конструкций из различных материалов, в том числе композиционных, таких как железобетон. В работах, посвященных прогнозированию несущей способности элементов, показана высокая эффективность ансамблевых методов, таких как Random Forest [2] и Gradient Boosting [3], а также методов опорных векторов [4]. Например, в исследованиях Sayed и др. [5] сравнивались модели на основе МО с традиционными подходами для прогнозирования прочности сжатия железобетонных колонн. Mustafa и Ahmad [6] провели оценку ряда методов МО для прогнозирования несущей способности прямоугольных колонн, показав, что полиномиальная регрессия может достигать высокой точности. Эти работы подчеркивают потенциал МО как альтернативы или дополнения к эмпирическим формулам. Подобные подходы находят применение и для других типов конструкций, включая прогнозирование несущей способности стальных балок при высоких температурах [7], оценку прогрессирующего обрушения стальных каркасов [8, 9], а также для задач идентификации динамических характеристик, таких как прогнозирование собственных частот балок [10].

Наряду с прогнозированием несущей способности активно развиваются подходы к автоматизации процессов армирования и компоновки конструкций. Исследование [11] демонстрирует возможность интеграции технологий информационного моделирования (BIM) с визуальным программированием для автоматизации армирования железобетонных конструкций. В работе [12] рассматривается применение генеративного проектирования для оценки качества компоновки несущих конструкций. Эти работы указывают на расширение области применения ИИ от сугубо вычислительных задач к задачам оптимизации проектных решений.

Несмотря на значительный прогресс, широкое внедрение методов МО в инженерную практику сдерживается рядом фундаментальных проблем. Ключевыми из них являются: интерпретируемость результатов, так как многие модели (например, глубокие нейронные сети) работают по принципу «черного ящика», что вызывает недоверие у инженеров-проектировщиков [13]; проблема качественной оценки результата и анализа ошибок моделей, включая их чувствительность к выбросам и обобщающую способность; а также необходимость выявления и учета сложных нелинейных зависимостей между параметрами, которые не всегда могут быть адекватно описаны существующими физическими моделями. В ответ на эти вызовы появляются новые направления, такие как объяснимое машинное обучение (например, с использованием SHAP-анализа [13]) и физически-информированные нейронные сети (PINNs) [14], которые интегрируют физические законы в процесс обучения для повышения надежности и интерпретируемости прогнозов. Исследования по применению PINNs в моделировании сложного сопротивления бетона [15] свидетельствуют о растущем интересе к гибридным подходам, сочетающим сильные стороны моделей, обученных на больших данных, и известные физические закономерности. Еще одной областью приложения машинного обучения является применение машинного зрения к оценке параметров технического состояния строительных конструкций [16] и анализу механизмов и динамики разрушения конструкций [17].

Цель данной обзорно-аналитической статьи состоит в систематизации и критическом анализе современного состояния исследований по применению машинного обучения для расчета железобетонных конструкций. В работе рассмотрены основные разновидности используемых моделей машинного обучения, проанализированы количественные метрики для оценки качества их предсказаний, а также обсуждены проблемы, связанные с интерпретируемостью ре-

зультатов, оценкой ошибок и выявлением нелинейных зависимостей. Особое внимание уделено существующим пробелам в научном знании в области применения методов машинного обучения к расчету железобетонных конструкций, нормативным коллизиям и ограничениям, препятствующим практическому внедрению технологий ИИ в проектирование. На основе проведенного анализа сформулированы перспективные направления дальнейших исследований.

ПРАВОВЫЕ АСПЕКТЫ ПРИМЕНЕНИЯ ИИ В СТРОИТЕЛЬНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ

В России принят ряд важных документов, регулирующих сферу искусственного интеллекта (ИИ). Указ Президента РФ от 15.02.2024 № 124 внес масштабные изменения в Национальную стратегию развития искусственного интеллекта до 2030 года. Он определил новые приоритеты, включая совершенствование этических правил в сфере ИИ, создание механизмов оценки рисков, разработку требований к информационной безопасности, определение правил работы с большими генеративными моделями, создание системы оценки эффективности внедрения ИИ. Закон от 25.06.2024 № 93-ФЗ внес поправки в закон «Об экспериментальных правовых режимах в сфере цифровых инноваций» (вводится защита исключительных прав на результаты интеллектуальной деятельности, созданные с применением ИИ, упрощается доступ разработчиков к участию в экспериментальных правовых режимах (регуляторных «песочницах»), компании обязаны вести реестр лиц, работающих с ИИ, которые будут нести ответственность за нештатные ситуации). ГОСТ Р 71539–2024 устанавливает требования к процессам жизненного цикла системы искусственного интеллекта. ГОСТ Р 71752–2024 определяет требования к структуре и содержанию технического задания в области ИИ. ГОСТ Р 71476–2024 (ИСО/МЭК 22989: 2022) определяет концепции и терминологию ИИ. ГОСТ Р 71718–2024 определяет использование ИИ в строительном контроле.

Национальная стратегия развития ИИ на период до 2030 г. (Указ Президента Российской Федерации от 10.10.2019 г. № 490) определяет ИИ как «комплекс технологических решений, позволяющий имитировать когнитивные функции человека (включая самообучение и поиск решений без заранее заданного алгоритма) и получать при выполнении конкретных задач результаты, сопоставимые, как минимум, с результатами интеллектуальной деятельности человека; включает в себя информационно коммуникационную инфраструктуру, программное обеспечение (в том числе то, в котором используются методы машинного обучения), процессы и сервисы по обработке данных и поиску решений». В ГОСТ Р 71476–2024 ИИ определяется как «область науки и техники, рассматривающая технические системы, которые порождают такие результаты, как контент, прогнозы, рекомендации или решения для заданного набора поставленных человеком задач».

Активное внедрение инструментов искусственного интеллекта в различные сферы деятельности, в том числе проектирование, создает ряд правовых вопросов в части авторства и ответственности за полученные результаты. Сравнение по ключевым параметрам регулирования ИИ в России, Китае, США и Европейском Союзе на текущий момент (2025–2026 гг.) представлено в табл. 1.

Таблица 1

Сравнение по ключевым параметрам регулирования ИИ в разных странах на текущий момент (2025–2026 гг.)

Параметр	Россия	Китай	США	Европейский Союз
Единый закон об ИИ	Нет (обсуждается, но не принят)	Нет, но есть серия обязательных положений	Нет на федеральном уровне, но есть на уровне штатов	Да (AI Act, вводится поэтапно с 2024 г.)
Обязательная регистрация/сертификация моделей	Нет обязательной регистрации. Для медицинских ИИ-устройств требуется регистрация в Росздравнадзоре	Да — все генеративные и рекомендательные алгоритмы проходят регистрацию в САС и оценку безопасности	Только для госзакупок и для моделей, требующих огромных вычислительных мощностей (по EO 14110). Штаты могут требовать отчеты	Да — для высокорисковых систем (оценка соответствия); для генеративных — только требования прозрачности
Маркировка ИИ-контента	Обязательна с 2024 г. (ФЗ «Об информации» — уведомление, что контент создан ИИ)	Обязательна (явная или скрытая метка, водяные знаки)	Требуется на уровне штатов (Калифорния) и добровольно по отраслевым стандартам (C2PA)	Обязательна для генеративных систем
Регулирование биометрии/Deepfake	Ограничено 152-ФЗ (согласие на биометрию) и этическими нормами. Прямого запрета дипфейков пока нет	Строгий контроль: дипфейки с гослицами запрещены, требуется согласие человека	Жестко на уровне штатов (BIPA в Иллинойсе, AB-730 в Калифорнии). Федерально пока нет	Запрещен социальный рейтинг и удаленная биоидентификация в реальном времени (кроме исключений)
Ответственность за ошибки ИИ	Владелец/оператор через общие нормы ГК (вред), КоАП и УК (халатность, нарушение прав)	Оператор и разработчик (вплоть до уголовной ответственности, если доказан умысел или халатность)	Через общие доктрины (product liability, negligence, диффамация) — судебная практика	Производитель/оператор высокорисковой системы (презумпция вины)
Штрафы	За нарушения 152-ФЗ: до 300–500 тыс. руб. (юридические лица до 6 млн руб.). За 149-ФЗ (маркировка) — до 1 млн руб. Возможна уголовная ответственность за причинение вреда	До 10 млн юаней или 5 % оборота и отзыв лицензии	Ограничены отраслевыми законами (FTC: до \$50 тыс. за нарушение; штатные — до \$5–10 тыс. за каждое нарушение BIPA)	До €35 млн или 7 % годового оборота
Трансграничный оборот данных	Ограничен 152-ФЗ (не передавать данные россиян без согласия)	Жесткая локализация (данные граждан КНР хранятся внутри страны)	Свободный, но для европейцев — GDPR; есть ограничения по экспорту ИИ-чипов	Жесткие ограничения (GDPR), требуется адекватный уровень защиты

В табл. 2 представлена структура приоритетных сфер внедрения ИИ в регионах России на II квартал 2025 г. (по данным АНО «Цифровая экономика») и качественно описаны, какие изменения произошли по сравнению с 2023 г.

Таблица 2

Приоритетные сферы внедрения ИИ в регионах России (II кв. 2025 г.)

Сфера	Доля от всех ИИ решений	Изменения с 2023 г. (качественная оценка)
Здравоохранение	25 %	В 2023 г. уже была в топе, но доля была ниже (оценочно ~20 %). Рост связан с массовым внедрением анализа медизображений и голосовых помощников
Государственное управление	24 %	В 2023 г. также была приоритетной, но уступала образованию. Сейчас вышла на второе место за счет цифровизации госуслуг и документооборота
Безопасность	16 %	Доля стабильна (в 2023 г. — около 15 %). Активно развивается видеоаналитика и системы распознавания лиц
Образование	Не входит в топ 3	В 2023 г. образование входило в тройку лидеров (~18 %)
Природа и экология	Входит в топ 10	В 2023 г. эта сфера почти не фигурировала. Появление связано с новыми экологическими проектами и мониторингом
Город и ЖКХ	Входит в топ 10	В 2023 г. была на периферии. Сейчас растет за счет «умных» диспетчерских и систем мониторинга инженерных сетей
Социальная сфера	Входит в топ 10	В 2023 г. была менее заметна. Сейчас автоматизация соцвыплат и поддержка населения набирают обороты.
Строительство	Входит в топ 10	В 2023 г. почти не применялась. В 2025 г. утвержден первый ГОСТ по ИИ в строительном контроле, что стимулирует внедрение

Правительство РФ поставило задачу к 2030 г. войти в первую пятерку стран мира по метрикам ИИ, установив следующие ключевые показатели:

- не менее 95 % приоритетных отраслей экономики с высоким значением индекса готовности к внедрению ИИ-технологий;
- до 60 млрд руб. — ежегодный объем оказанных услуг по разработке и реализации ИИ-решений;
- более 1 эксафлопса — совокупная мощность суперкомпьютеров в России;
- более 15,5 тыс. выпускников программ высшего образования в области ИИ в год;
- не менее 80 % работников, имеющих навыки использования ИИ.

**МЕТОДЫ МАШИННОГО ОБУЧЕНИЯ В РАСЧЕТАХ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Применение методов машинного обучения в расчетах строительных конструкций активно развивается и в последние годы стало новым трендом в международных научных публикациях [1–9]. Основным инструментом для расчета различных параметров строительных конструкций здесь выступают регрессионные модели. При этом методы машинного обучения позволяют выявлять сложные, нелинейные зависимости, которые трудно описать традиционными аналитическими формулами.

Все модели машинного обучения для решения задач регрессии можно разделить на несколько категорий в зависимости от их сложности и подхода к обучению (табл. 3).

Таблица 3

Категория моделей машинного обучения, используемых в расчете строительных конструкций

Категория	Виды моделей	Достоинства
Простые регрессионные модели	Линейная регрессия, Полиномиальная регрессия, Гребневая регрессия (Ridge), Лассо (Lasso)	Высокая интерпретируемость
Ансамблевые методы	Случайный лес (Random Forest), Градиентный бустинг (Gradient Boosting, XGBoost)	Высокая точность, устойчивость к переобучению
Нейросетевые подходы	Искусственные нейронные сети (ANN), Многослойный перцептрон (MLP)	Способность моделировать сверхсложные нелинейности
Специализированные методы	Метод опорных векторов (SVR), Кригинг (Kriging), Метод k -ближайших соседей (KNN)	Хорошая интерпретируемость, высокая интерполяционная способность

Рассмотрим особенности некоторых моделей машинного обучения и области их приложения в расчете строительных конструкций.

Простые регрессионные модели

Простые регрессионные модели включают линейные, полиномиальные регрессии, а также регуляризованные модели, такие как Ridge, Lasso. Линейная регрессия — наиболее простая для интерпретации модель, которая устанавливает линейную зависимость вида $Y_m = W_0 + \sum WX$, где X — входные параметры, например прочность бетона, размер сечения, а W — весовые коэффициенты.

Регрессионные модели могут быть использованы и для подбора параметров более сложных зависимостей. Однако набор входных параметров здесь определяется самим исследователем на основе анализа экспериментальных данных с учетом формулируемых гипотез о связи и взаимном влиянии этих параметров на искомую величину. Поэтому возникает необходимость качественной и количественной оценки значимости входных параметров модели и их взаимной корреляции.

Полиномиальные и иные нелинейные регрессии представляют собой расширение линейной модели, которое позволяет решать более сложные задачи, учитывать нелинейные взаимосвязи. Так, например, в работе [18] была использована оптимизированная версия метода Левенберга – Марквардта [19], реализованная в ПО MathCAD, для подбора параметров d, θ нелинейной вязкоупругой модели бетона, описываемой зависимостью вида:

$$\sigma(\varepsilon, t) = f_0(\varepsilon) + \int_{t_1}^t \dot{\varepsilon}(\tau) \cdot p(\eta_\varepsilon) \cdot \sum_i^n d_i(t) \cdot e^{-\theta_i(t)(t-\tau)} d\tau. \tag{1}$$

Регуляризованные модели МО, такие как Ridge, Lasso, включают дополнительные штрафы за сложность модели, что помогает предотвратить переобучение и делает ее более устойчивой.

Достоинством таких моделей является высокая степень интерпретируемости и обозримости. Однако при этом необходимо изначально задаться некоторым исходным видом зависимости, связывающей входные и искомую величину, что не во всех случаях является очевидным, особенно при большом количестве входных параметров или нелинейной связи между ними.

Ансамблевые методы

Ансамблевые методы, такие как Decision Tree, Random Forest, Gradient Boosting, комбинируют результаты множества простых моделей, называемых «деревьями решений», для получения одного точного прогноза. При использовании ансамблевых методов нет привычного уравнения регрессии. Так, в методе «Дерево решений» (Decision Tree) модель строится путем разбиения выборки данных по признакам на блоки, для каждого из которых строится постоянный прогноз (решение). Модель Random forest [2] представляет огромный набор простых «деревьев решений», построенных на разных подвыборках данных. Они состоят из цепочек вопросов и, в зависимости от значения входного параметра, соответствующих им результатов (рис. 1). В конце каждого дерева хранится одно число — ответ для данного набора входных данных. Таким образом, параметры модели Random forest — это не весовые коэффициенты аналитического выражения, а пороги разбиения (например, 20, 30 МПа и т.д.) и признаки в каждом узле каждого дерева, которые находят во время обучения. При этом результатом расчета по данной модели является среднее арифметическое ответов всех деревьев решений.

Градиентный бустинг [3] представляет собой модифицированный вариант метода Random Forest, где каждое последующее дерево решений исправляет ошибки предыдущего. В различных сравнительных исследованиях применения бустинговых моделей машинного обучения к расчету железобетонных конструкций, например работы [5, 6], они часто демонстрируют самую высокую точность и хорошую устойчивость к переобучению. В целом ансамблевые модели, такие как Random Forest, Gradient Boosting, хорошо справляются с нелинейными зависимостями и устойчивы к выбросам за счет осреднения или уточнения результата по нескольким деревьям решений. Однако отсутствие явной аналитической зависимости делает недоступной интерпретацию полученного результата.

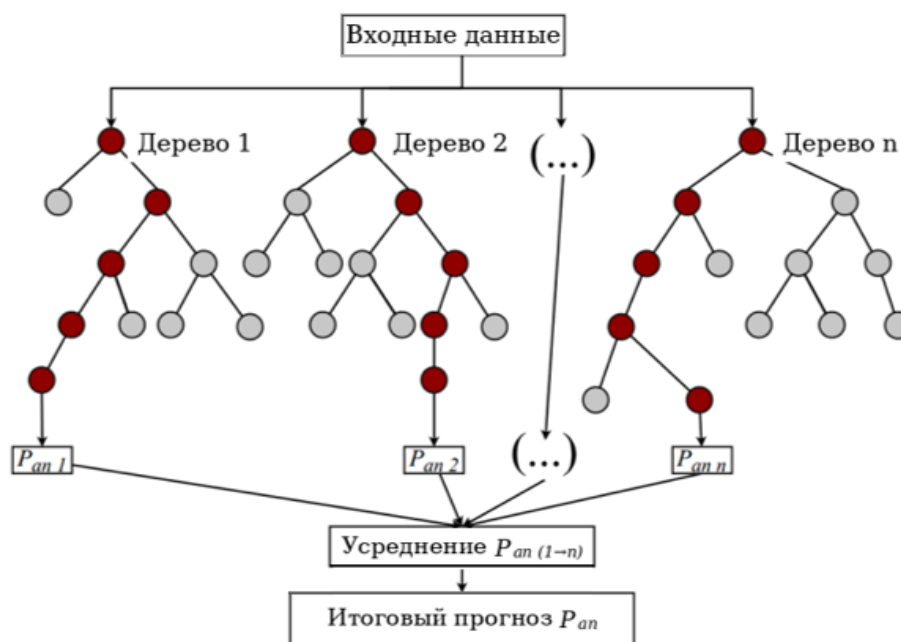


Рис. 1. Схема алгоритма работы модели MO Random Forest. Источник [4]

Fig. 1. Scheme of ML algorithm Random Forest. Source [4]

Нейросетевые методы

Нейросетевые модели машинного обучения, такие как искусственные нейронные сети (ANN) [5, 8] или многослойный перцептрон (MLP), являются универсальными аппроксиматорами, способными моделировать зависимости практически любой сложности. Они состоят из множества взаимосвязанных «нейронов», организованных в слои (рис. 2).

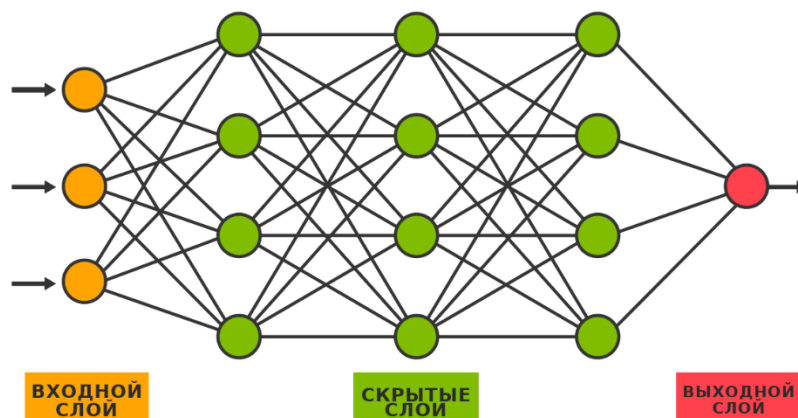


Рис. 2. Графическая интерпретация метода «Искусственных нейронных сетей»
— Artificial Neural Network (ANN)

Fig. 2. Graphical interpretation of the Artificial Neural Network (ANN) approach

В методе искусственной нейронной сети (ANN) [8] уравнение регрессии есть, но оно не выглядит как одна простая формула, а представляет собой цепочку простых уравнений, наложенных друг на друга. Так, для одного нейрона зависимость имеет вид:

$$f = f(W_1 \cdot X_1 + W_2 \cdot X_2 + \dots + b), \quad (2)$$

где f — искомая нелинейная функция.

Тогда формула предсказания для сети с одним скрытым слоем примет вид:

$$y = f_2(W_2 \cdot f_1(W_1 \cdot X + b_1) + b_2), \quad (3)$$

где W_1 , W_2 — матрицы весов; b_1 , b_2 — смещения.

Если нейронов много и слоев несколько, то выход одного слоя становится входом для следующего. Исследования показывают, что нейронные сети могут быть не только точны, но и могут быть интерпретируемы. Например, с помощью SHAP-анализа для выявления важности факторов.

Специализированные методы

К специализированным методам машинного обучения относят метод опорных векторов (SVR) [5], метод k -ближайших соседей (KNN) [8, 9] и др. В методе опорных векторов (рис. 3) для регрессии (SVR) уравнение регрессии линейное, но оно имеет некоторые особенности. В простейшем случае (линейный SVR) уравнение такое же, как у обычной линейной регрессии:

$$y = W_1 \cdot X_1 + W_2 \cdot X_2 + \dots + b. \quad (4)$$

Особенность состоит в том, что при подборе уравнения регрессии игнорируются ошибки, если они выходят за область заданной ширины ε (эпсилон). Это делает метод более устойчивым к выбросам в данных. Для отыскания уравнения задают ширину области ε и штраф за вылеты C значений за пределы области. При таком подходе важно, чтобы большинство точек лежало внутри этой области. Точки на границе или снаружи называются опорными векторами — они определяют положение прямой, аппроксимирующей решение.

Метод k -ближайших соседей (KNN) [8, 9] прогнозирует значение для нового объекта на основе значений его k ближайших «соседей» в пространстве признаков.

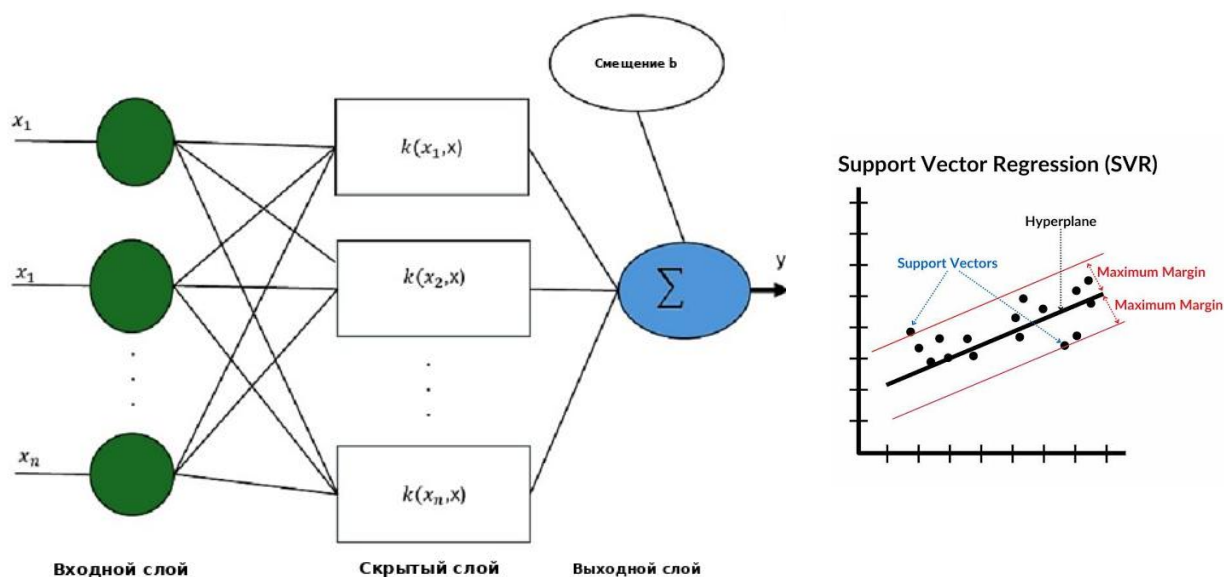


Рис. 3. Графическая интерпретация Метода опорных векторов — Support Vector Regression (SVR)

Fig. 3. Graphical interpretation of the Support Vector Regression (SVR) approach

Сопоставление результатов расчета по различным моделям

Рассмотрим результаты сопоставления различных моделей машинного обучения при расчете железобетонных конструкций. Для количественной оценки качества моделей используются различные статистические метрики, представленные в табл. 4.

В работе [4] выполнен расчет несущей способности центрально сжатых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами. Статистические метрики для результатов расчета по четырем моделям машинного обучения: GB — Gradient Boosting (Градиентный бустинг), RF — Random Forest (Случайный лес), ANN — Artificial Neural Networks (Искусственные нейронные сети), SVR — Support Vector Regressor (Метод опорных векторов) представлены на рис. 4. Наилучшие результаты продемонстрировали модели GB — Gradient Boosting (Градиентный бустинг), RF — Random Forest (Случайный лес). Близкий к ним результат продемонстрировала модель ANN — Artificial Neural Networks (Искусственные нейронные сети), см. рис. 4, а. Однако применительно к оценке надежности строительных конструкций важно понимать, что, несмотря на хорошие статистические метрики, отклонения рассчитанных значений могут быть как в меньшую, так и в большую сторону от искомой величины. Так, для двух подвыборок данных (рис. 4, б) отношение рассчитанной (спрогнозированной) несущей способности к экспериментально установленной $P_{analytical}/P_{experimental}$ варьировалось для рассмотренных моделей МО в следующих пределах: для SVR — от 0,2 до 3,2; для GB — от 0,9 до

1,5; для RF — от 0,85 до 1,45; для ANN — от 0,8 до 2,1. Очевидно неудачные результаты расчета несущей способности колонн с использованием модели SVR здесь могут быть объяснены плохим соответствием общего вида искомого уравнения регрессии решаемой задаче, нелинейной связью между входными параметрами и искомой величиной.

Таблица 4

Статистические метрики оценки качества модели машинного обучения

Статистический показатель	Формула	Идеальное значение
Среднеквадратичная ошибка	$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - y_i)^2$	0
Корень из среднеквадратичной ошибки	$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - y_i)^2}{n}}$	0
Средняя абсолютная ошибка	$MAE = \frac{\sum_{i=1}^n \hat{y}_i - y_i }{n}$	0
Средняя абсолютная процентная ошибка	$MAPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left \frac{\hat{y}_i - y_i}{y_i} \right \times 100\%$	0
Коэффициент детерминации	$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - y_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}$	1

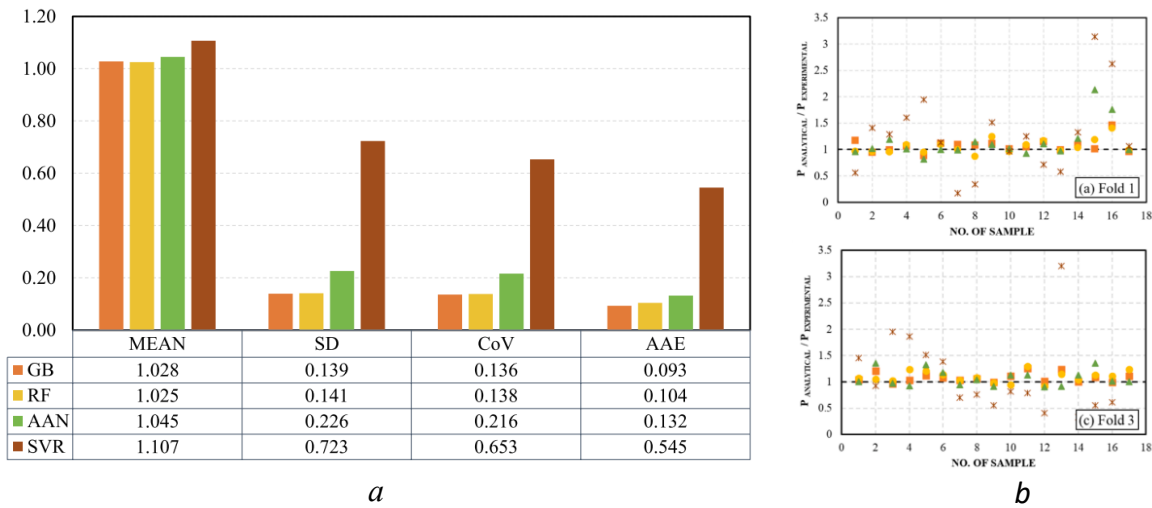


Рис. 4. Сравнение моделей машинного обучения на примере расчета центрально сжатых колонн, усиленных FRP. Источник [4]

Fig. 4. Comparison of Machine Learning (ML) models for structural analysis of centrally compressed columns enhanced with FRP. Source [4]

Следует заметить, что и в тех случаях, когда были получены хорошие статистические метрики (модели RF, GB, ANN) [5–9], значительная часть рассчитанных значений несущей способности превышала экспериментальные — до 1,5 раз при использовании модели GB, до 1,45 раз для модели RF и до 2,1 раза для модели ANN. Это обстоятельство подчеркивает важность использования для оценки качества моделей машинного обучения не только количественных

статистических критериев, но и качественного понимания физической сущности исследуемого явления. Так, при расчете несущей способности элементов конструкций для обеспечения их надежности и безопасности необходимо стремиться к тому, чтобы рассчитанные значения не превышали экспериментально установленных с заданной обеспеченностью. При прогнозировании значений нагрузок, напротив, наиболее неблагоприятным случаем, который необходимо учесть в проектировании, является превышение расчетных значений над фактическими.

МЕТОДЫ МАШИННОГО ЗРЕНИЯ В МОНИТОРИНГЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Еще одним направлением приложения искусственного интеллекта является машинное зрение, которое может быть использовано при оценке технического состояния строительных конструкций. Традиционный визуальный осмотр железобетонных конструкций остается трудоемким, субъективным и подверженным человеческому фактору [20]. Для преодоления этих ограничений в последние годы активно развиваются методы машинного зрения, позволяющие автоматизировать обнаружение, локализацию и количественную оценку повреждений.

Современные исследования в этой области можно разделить на три основные группы: распознавание повреждений, их локализация и количественная оценка. В основе большинства реализаций методов машинного зрения для решения этих задач лежат сверточные нейронные сети (CNN) и архитектуры на основе трансформеров [21].

В работе [16] предложена трехэтапная компьютеризированная система для обнаружения трещин и автоматического определения их длины, максимальной ширины и площади (рис. 5). Рассмотренный подход может существенно повысить эффективность сбора информации о трещинах непосредственно на строительных площадках.

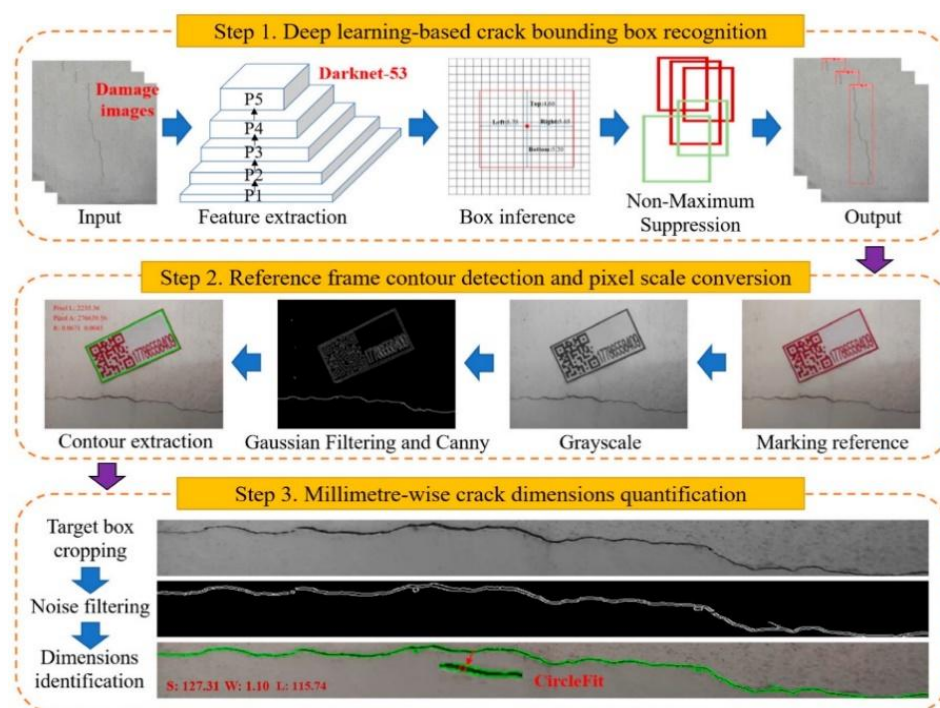


Рис. 5. Применение машинного зрения для анализа расположения и размеров трещин. Источник [16]

Fig. 5. Machine vision application in detection and measurement of cracks in concrete structures.

Source [16]

Основным направлением развития методов машинного зрения является переход от простого обнаружения к количественным измерениям параметров дефектов и повреждений. В работе [22] представлена автоматизированная система для измерения ширины трещин в железобетонных элементах. Предложенный авторами алгоритм калибровки и масштабирования позволяет переводить размеры трещин из пиксельных в реальные величины с использованием недорогих устройств. Выполненная ими валидация метода на 230 точках измерений показала среднюю относительную погрешность 12,65 %, что подтверждает надежность такого подхода.

Показательным примером использования машинного зрения для расследования крупных аварий служит исследование Kong и Smyl [17], посвященное обрушению жилого комплекса в Серфсайде (рис. 6). В исследовании разработана методология для оценки процесса разрушения здания на основе компьютерного зрения и трекинга характерных точек на видеозаписях. Этот подход позволил проанализировать динамику обрушения по видеозаписям, доступным в социальных сетях, что открывает новые возможности для расследования подобных инцидентов.

Kemal H., Serhat D. [23] продемонстрировали эффективность U-Net архитектур для быстрой оценки повреждений железобетонных конструкций после землетрясения в Турции. Модели глубокого обучения показали существенное преимущество перед традиционным визуальным осмотром, обеспечивая более быструю, согласованную и точную оценку ущерба.

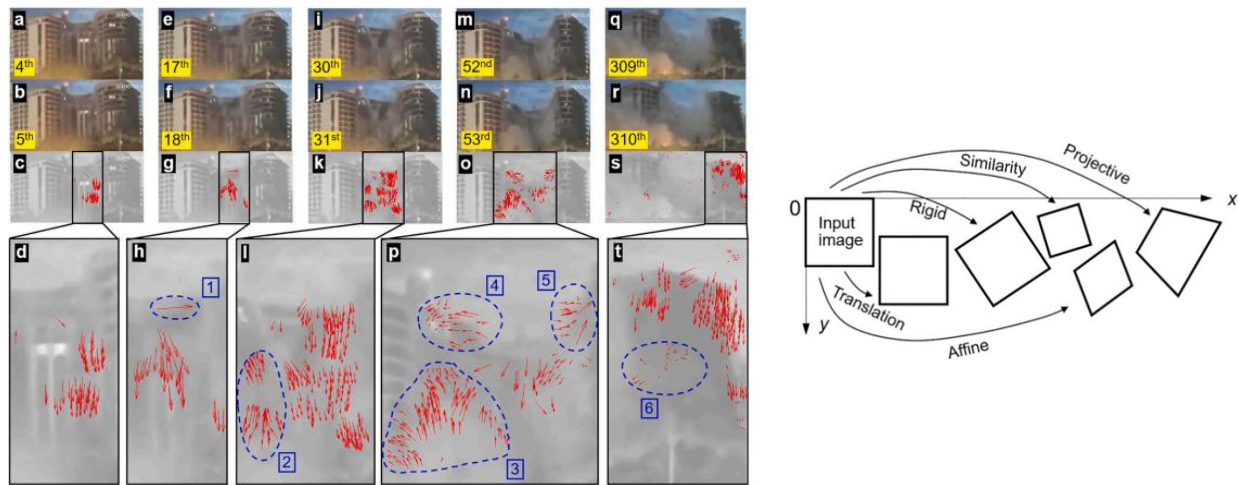


Рис. 6. Результаты обработки машинным зрением видеозаписей обрушения комплекса Champlain Towers (Florida, 21 June 2021) и виды использованных геометрических преобразований изображений. Источник [17]
Fig. 6. Machine Vision application for processing collapse of the Champlain Towers (Florida, 21 June 2021) and corresponding geometrical transformations which was adopted. Source [17]

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДОВ МАШИННОГО ОБУЧЕНИЯ ДЛЯ КОМПОНОВКИ И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Практической реализацией методов машинного обучения применительно к расчету и проектированию железобетонных конструкций являются экспертные системы. В основе экспертных систем лежит база знаний и набор правил вида «ЕСЛИ – ТО», позволяющих компьютеру имитировать рассуждения специалиста [24]. Это направление сегодня называют: символьный ИИ (Symbolic AI) или классический подход к ИИ, основанный на логических правилах и экспертных знаниях GOF AI (Good Old-Fashioned AI).

Экспертные системы используют дерево логических правил, создаваемое человеком. Современные методы машинного обучения, такие как Деревья решений (Decision Trees) и Случайный лес (Random Forest), также используют древовидную структуру принятия решений. По своей логике дерево решений близко к экспертной системе, однако условия ветвления в нем определяются не экспертом, а автоматически на основе анализа обучающих данных. В методе случайного леса итоговый результат формируется путем голосования множества независимо построенных деревьев решений.

Одним из примеров такого подхода является программный комплекс PromCore (URL: <https://promcore.io>). Программный комплекс имеет в своем составе 3 модуля на основе методов машинного обучения:

1. SmartPylon — модуль, позволяющий выполнять компоновку несущих пилонов на архитектурном плане здания. В качестве исходных данных задаются зоны допустимого положения пилонов и диапазон расстояний между ними. Сгенерированные схемы передаются в модуль FEMnet.
2. FEMnet — расчетный МКЭ-модуль на основе нейросетей, который позволяет определить наиболее экономичную схему расстановки пилонов и колонн, с точки зрения минимизации армирования и толщины плиты безбалочного железобетонного перекрытия.
3. SmartCity — расчетный модуль на основе нейросетей, который позволяет выполнить раскладку продольной арматуры в плитах перекрытия. Проводит статический анализ НДС железобетонных безбалочных плит и, используя изополя требуемого армирования, выполняет раскладку фоновой и дополнительной арматуры.

Правила размещения несущих элементов задаются инженером, а оценка внутренних усилий выполняется обученной нейронной сетью FEMnet. В отличие от традиционного конечно-элементного расчета, нейронная сеть позволяет получать предварительную оценку конструктивных решений практически в реальном времени, что делает возможным быстрый анализ большого числа вариантов на ранних стадиях проектирования.

В основу метода положено предположение о том, что чем меньше абсолютные значения моментов в плите в направлениях X и Y , тем меньше суммарное армирование плит [25]. Критерием оптимизации является коэффициент анизотропии плиты перекрытия. При равномерной конечно-элементной сетке определяется по формуле:

$$k = \frac{\max(\bar{m}_x, \bar{m}_y)}{\min(\bar{m}_x, \bar{m}_y)}, \quad (5)$$

где $\bar{m}_x$ и $\bar{m}_y$ — показатели моментов вдоль осей X и Y :

$$\bar{m}_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n M_{xi}, \quad (6)$$

$$\bar{m}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n M_{yi}, \quad (7)$$

M_{xi} и M_{yi} — изгибающие моменты в направлении X и Y ;

i — номер конечного элемента;

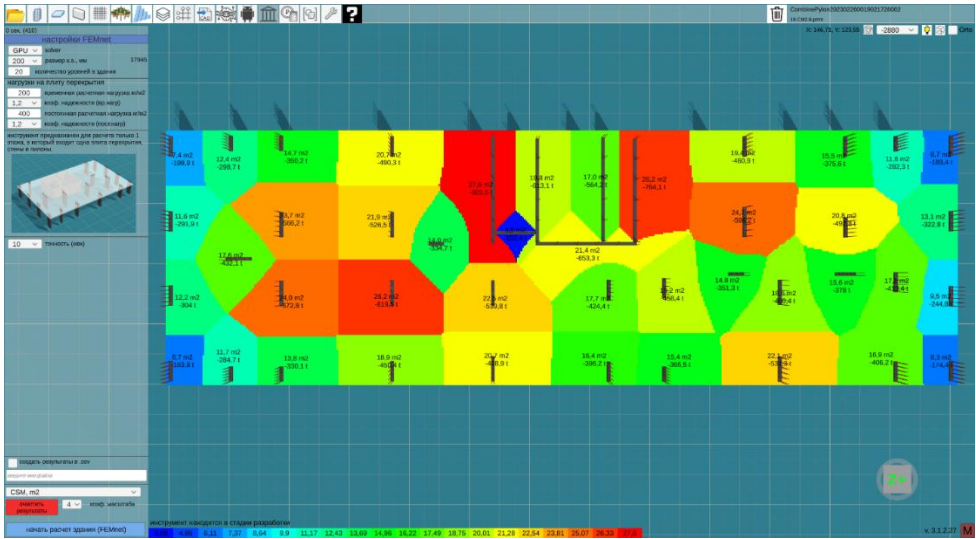
n — общее число конечных элементов.

В идеале показатель анизотропии должен стремиться к $k = 1$. Чем более уравновешены моменты в обоих направлениях, тем меньше зоны дополнительного армирования.

Данный подход может быть применен и к проектированию свайного поля. Чем меньше разница между максимально и минимально нагруженной свайей, тем меньше показатель анизотропии фундаментной плиты и тем меньше армирование.

Нейронная сеть FEMnet является примером суррогатной модели, обученной на результатах конечно-элементных расчетов. Это позволяет выполнять предварительную оценку работы конструкций в сотни раз быстрее традиционного МКЭ при приемлемой для ранних стадий проектирования точности.

Для дополнительного ускорения оценки внутренних усилий в вертикальных несущих элементах в системе PromCore реализован алгоритм определения зон влияния (грузовых площадей), основанный на методе вычитания конусов (рис. 7). Метод дает разницу не более 10 % по сравнению с усилиями, полученными с помощью МКЭ. Скорость генерации 1 варианта составляет 0,01 с.



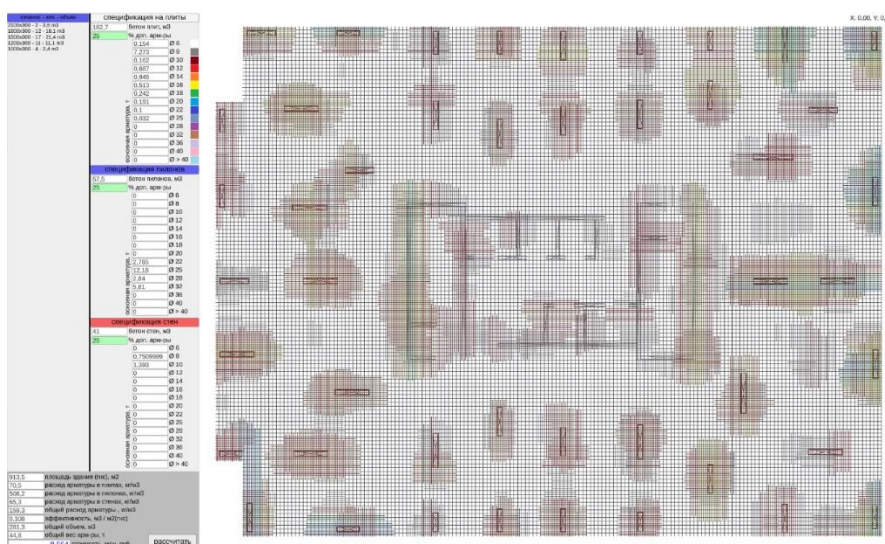


Рис. 8. Пример раскладки рабочей арматуры в модуле SmartCity на основе изополей требуемого армирования.

URL: <https://promcore.io>

Fig. 8. An example of the layout of reinforcement in the SmartCity module based on the schemes of the required reinforcement. URL: <https://promcore.io>

Помимо этого, существуют программные решения для разработки моделей на основе машинного обучения под конкретные инженерные и научные задачи, такие как STATISTICA Neural Networks. Пакет Neural Networks встроен в набор других аналитических средств программы STATISTICA, что позволяет использовать общие исходные данные для различных методов анализа.

В работе [26] рассмотрена возможность применения искусственного интеллекта при моделировании напряженно-деформированного состояния усиленных конструкций. Выявлено, что применение искусственного интеллекта в виде нейросетевого моделирования позволяет прогнозировать несущую способность и выполнять расчеты усиленных композитными материалами строительных конструкций.

Алгоритм формирования нейросетевой модели для определения несущей способности железобетонных конструкций:

- 1) определить состав и количество независимых переменных, оказывающих наибольшее влияние на выходной параметр (несущая способность элемента);
- 2) отобрать тестовую партию экспериментальных исследований, необходимую для обучения создаваемой искусственной нейронной сети;
- 3) запрограммировать искусственную нейронную сеть, например, с использованием модуля Neural Networks системы STATISTICA;
- 4) проверить созданную искусственную нейронную сеть на образцах, которые не участвовали в обучении.

Интеграция программных решений на основе методов машинного обучения в практику строительного проектирования позволит решить задачи автоматизированной обработки больших массивов информации и сократить время на рутинные проектные процедуры, а также решать задачи эффективной оптимизации проектных решений при минимальных затратах вычислительных мощностей.

ОПАСНОСТИ И ОГРАНИЧЕНИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ИСКУССТВЕННОГО ИНТЕЛЛЕКТА В РАСЧЕТАХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При использовании любых программ и продуктов искусственного интеллекта, и, в частности, машинного обучения (МО), следует всегда помнить о том, что эти модели имеют границы применимости. Восхищение точностью прогнозов, которое могут демонстрировать нейросетевые и ансамблевые модели на обучающих выборках, не должно затмевать фундаментальные ограничения, присущие этим подходам. Для инженера-проектировщика, привыкшего опираться на физически обоснованные и верифицированные методики, понимание этих ограничений становится вопросом профессиональной ответственности и грамотности, поскольку от качества прогноза зависит безопасность проектируемых зданий и сооружений.

Прежде всего, следует отметить проблему интерпретируемости результатов, которая в научной литературе получила образное название — «черный ящик». Многие инженеры — потребители моделей машинного обучения не доверяют результатам, если не могут понять метод их получения. Это особенно критично для задач строительной механики, где важно не просто получить число, сколько осознать корректность полученной физической картины напряженно-деформированного состояния конструкции. Сложные ансамблевые и нейросетевые модели, хотя и обеспечивают высокую точность, не предоставляют явного физического уравнения, связывающего входные и выходные параметры. Это порождает серьезные препятствия для внедрения ИИ в практику проектирования, поскольку инженер не может проверить физический смысл полученных с помощью ИИ результатов и вынужден полагаться на модель как на абсолютный авторитет, что противоречит самой сути инженерного мышления [13].

С практической точки зрения еще более серьезными проблемами в применении ИИ являются экстраполяция и обобщения. Машинное обучение блестяще работает в интерполяционном режиме, т.е. внутри области, представленной в обучающей выборке. Однако при выходе за ее пределы модели могут демонстрировать катастрофическую потерю точности. Как показано в исследовании [27], посвященном моделированию поведения бетона, неограниченная модель Гауссовской регрессии прекрасно интерполирует вблизи обучающих данных. Но при экстраполяции, т.е. при выходе из обучающей области, работа модели резко ухудшается и нарушает фундаментальные физические ограничения. Например, если нейросеть обучалась на бетоне классов В15–В40, то при попытке предсказать прочность колонны из бетона В80 можно получить физически абсурдный результат, который будет воспринят моделью как достоверный. Применительно к железобетонным конструкциям это создает прямую угрозу: редкие, но критически важные сценарии нагружения, нестандартные классы материалов или нетипичные конструктивные решения оказываются вне зоны компетенции ИИ.

Косвенным, но крайне важным следствием проблем экстраполяции и обобщения является высокая чувствительность к объему и качеству исходных данных. Получение репрезентативных выборок для железобетонных конструкций сопряжено со значительными затратами на физические испытания. В условиях ограниченных данных модели чрезвычайно склонны к переобучению, когда они идеально «запоминают» обучающую выборку (демонстрируя коэффициент детерминации $R^2 = 1,0$), но оказываются полностью несостоятельными на новых, даже незначительно отличающихся примерах. Современные исследования в области структурного мониторинга [28] подчеркивают, что существующие методы на основе датчиков и физических моделей имеют ограничения при решении задач, связанных со сложным механическим поведением и нехваткой данных, что делает особенно актуальным внедрение гибридных подходов.

Стоит отметить, что осознание и систематизация перечисленных выше ограничений методов МО представляет собой не критику технологий ИИ как таковых, а необходимый этап их корректного внедрения в инженерную практику. Задача инженера — не заменить машинным обучением классическую механику, а использовать его как ускоритель там, где классические

методы работают долго, а также всегда проверять границы применимости искусственного интеллекта.

Важным аспектом, часто остающимся за рамками обсуждения, является зависимость качества ответа нейросети от корректности постановки задачи. Современные генеративные модели и регрессионные алгоритмы не обладают самостоятельным мышлением. Они являются сложными аппроксиматорами, отражающими закономерности, заложенные в обучающих данных и структуре запроса. Нечетко сформулированная задача порождает столь же нечеткое решение.

Например, слишком простой запрос типа «Рассчитай балку» приведет к генерации общей, возможно, даже физически некорректной информации, тогда как постановка задачи с указанием конкретных данных (расчетной схемы, геометрических параметров, класса бетона и характера нагружения) позволяет модели сформировать осмысленный и проверяемый результат. Образно говоря, ИИ — это «зеркало» инженерной мысли: оно не создает нового смысла, а отражает и структурирует то, что в него вложено пользователем.

Суть работы с ИИ заключается в том, что ИИ не способен заменить инженерную компетенцию, но при корректном использовании может выявить и усилить ее. Скучный вопрос рождает скучный ответ; глубокий, инженерно-грамотный вопрос откроет инженеру новые смыслы. Компетентный пользователь, четко формулирующий физическую постановку задачи, получает эффективного ассистента, а некомпетентный, доверяющий модели как источнику истины, — становится опасным. Таким образом, культура работы с ИИ начинается с культуры постановки вопроса.

Таким образом, осознание того, что ИИ — это ускоритель работы и «зеркало» инженерной мысли, а не ее замена, позволяет сконцентрироваться на разработке подходов, нивелирующих перечисленные опасности. В частности, в научном сообществе активно развиваются физико-информированные нейронные сети (PINNs), которые встраивают законы физики непосредственно в процесс обучения, тем самым повышая интерпретируемость, устойчивость к экстраполяции и снижая потребность в больших объемах данных [29]. Этот путь представляется наиболее перспективным для создания действительно надежных и практически применимых инструментов ИИ для расчета железобетонных конструкций [30–32].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Методы МО (особенно ансамблевые и нейросетевые) позволяют моделировать работу конструкций там, где классические аналитические формулы дают большую погрешность — например, при учете совместного влияния дефектов, неоднородности материалов или динамических нагрузок.

2. В отличие от классических регрессий, где инженер сам должен задать вид зависимости (линейную, квадратичную и т.д.), методы МО сами «находят» значимые комбинации входных параметров. Это ускоряет разработку суррогатных моделей для конечно-элементных расчетов.

3. Случайный лес, Бустинг, Нейронные сети и SVR дают точные прогнозы, но не предоставляют явного физического уравнения. Инженеру сложно объяснить, почему модель выдала именно этот результат, что критично для экспертизы и норм проектирования.

4. Все рассмотренные методы требуют репрезентативной обучающей выборки. Для строительных конструкций получить тысячи размеченных примеров часто дорого (физические испытания). При малых данных модели переобучаются.

5. Простые линейные модели быстры и прозрачны, но недостаточно точны для сложных конструкций. Глубокие нейронные сети и градиентный бустинг дают высокую точность, но требуют больших вычислительных ресурсов для обучения и подбора параметров, а также опыта в настройке.

6. Методы машинного обучения, несмотря на высокую точность прогнозов на обучающих выборках, имеют принципиальные ограничения интерпретируемости, экстраполяции и чувствительности к объему данных, что требует критического осмысления результатов и не допускает их прямого использования в нормативном проектировании железобетонных конструкций без дополнительной физической верификации.

7. Эффективность применения ИИ в инженерных расчетах определяется не столько возможностями алгоритмов, сколько компетенцией пользователя: грамотная постановка задачи и критическая оценка полученного ответа остаются необходимыми условиями безопасного использования этих технологий.

Перспективы использования и направления дальнейших исследований:

1. Разработка методов, которые встраивают в архитектуру Нейронных сетей или Случайного леса известные физические законы (уравнения равновесия, совместности деформаций). Это позволит повысить интерпретируемость и уменьшить потребность в больших данных. Наиболее перспективным направлением здесь являются Физико-информированные нейронные сети (Physics-Informed Neural Networks, PINNs), активно развивающиеся в современной научной литературе.

2. Создание предобученных моделей для распространенных классов элементов (балки, колонны) с возможностью дообучения под конкретные задачи с малым числом экспериментов. Это позволит использовать инструменты МО при обследовании существующих зданий.

3. Адаптация методов МО для визуализации того, какие параметры (прочность, геометрия, армирование) и в какой степени влияют на прогноз несущей способности или деформативности.

4. Встраивание обученных регрессионных моделей в реальное время в цифровые двойники зданий. Например, нейросеть, обученная на данных мониторинга, прогнозирует развитие трещин или осадок при изменении нагрузки, работая внутри BIM-платформ.

5. Разработка методов решения обратных задач, позволяющих по измеренным деформациям, перемещениям или частотам собственных колебаний определять скрытые параметры конструкции (фактическую прочность бетона, диаметр и расположение арматуры, наличие дефектов). Это направление особенно актуально для обследования существующих зданий и сооружений, где разрушающие методы контроля невозможны или ограничены.

6. Создание методологии валидации и сертификации моделей машинного обучения для использования в нормативном проектировании, включая разработку критериев оценки достоверности прогнозов, определение границ применимости для конкретных классов конструкций и формирование рекомендаций по верификации результатов с использованием классических аналитических и численных методов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Захаров Ф.Н., Цзе Ц., И.С. Физически-информированные нейронные сети для задач строительной механики и конструкций: моделирование прогиба однопролетной балки // Железобетонные конструкции. 2025. № 9 (1). С. 35–48. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.1.35-48
2. Breiman L. Random forests. Mach Learn. 2001. 45 p. DOI: 10.1023/A:1010933404324
3. Natekin A., Knoll A. Gradient boosting machines : a tutorial // Front Neurorobot. 2013. P. 7. DOI: 10.3389/fnbot.2013.00021
4. Cortes C., Vapnik V. Support-Vector Networks // Mach Learn. 1995. № 20. DOI: 10.1023/A:1022627411411
5. Sayed Y.A.K., Alzhraa I.A., Tamrazyan A.G., Fahmy M.F.M. Machine-learning-based models versus design-oriented models for predicting the axial compressive load of FRP-confined rectangular RC columns // Engineering Structures. 2023. Vol. 285. P. 116030. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116030
6. Mustafa R., Ahmad M.T. Appraisal of numerous machine learning techniques for the prediction of axial load carrying capacity of rectangular concrete column // Asian J Civ Eng. 2024. Vol. 25. Pp. 4471–4486. DOI: 10.1007/s42107-024-01060-6

7. Couto C., Tong Q., Gernay T. Predicting the Capacity of Thin-Walled Beams at Elevated Temperature with Machine Learning // *Fire Saf J.* 2022. Vol. 130. DOI: 10.1016/j.firesaf.2022.103596
8. Fu F. Fire Induced Progressive Collapse Potential Assessment of Steel Framed Buildings Using Machine Learning // *J Constr Steel Res.* 2020. Vol. 166. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105918
9. Zhu Y.F., Yao Y., Huang Y., Chen C.H., Zhang H.Y., Huang Z. Machine Learning Applications for Assessment of Dynamic Progressive Collapse of Steel Moment Frames // *Structures.* 2022. P. 36. DOI: 10.1016/j.istruc.2021.12.067
10. Das O. Prediction of the Natural Frequencies of Various Beams Using Regression Machine Learning Models // *Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences.* 2023. Vol. 41. DOI: 10.14744/sigma.2023.00040
11. Ниширимана Ж.Д., Эльшейх А.М. Автоматизация армирования железобетонных конструкций с помощью технологии информационного моделирования и визуального программирования // *Вестник евразийской науки.* 2025. Т. 17. № 2. URL: <https://esj.today/PDF/36SAVN225.pdf>
12. Фомин Н.И., Исупов Н.С. Оценка качества компоновки несущих конструкций с применением технологии генеративного проектирования // *Вестник евразийской науки.* 2024. Т. 16. № 5. URL: <https://esj.today/PDF/54SAVN524.pdf>
13. Tahmassebi A., Motamedi M., Alavi A.H., Gandomi A.H. An explainable prediction framework for engineering problems: case studies in reinforced concrete members modeling // *Journal of Engineering Computations.* 2021. URL: https://opus.lib.uts.edu.au/bitstream/10453/167687/2/Engineering_Computations_RC_Failures_XGB_SHAP%20%281%29%20%281%29.pdf
14. Varghese S., Anand R., Paliwal G. Physics-Informed Neural Network for Concrete Manufacturing Process Optimization // *Computer Science. Machine Learning.* 2024. DOI: 10.48550/arXiv.2408.14502
15. Ke Y., Liu C.W., Zhang S.S. Physics-informed neural network (PINN)-based numerical simulation of concrete mechanical responses // *Engineering Structures.* 2026. Vol. 350. P. 121982. DOI: 10.1016/j.engstruct.2025.121982
16. Qi Y., Ding Z., Luo Y., Ma Z. A Three-Step Computer Vision-Based Framework for Concrete Crack Detection and Dimensions Identification // *Buildings.* 2024. No. 14. P. 2360. DOI: 10.3390/buildings14082360
17. Kong X., Smyl D. Investigation of the condominium building collapse in Surfside, Florida: A video feature tracking approach // *Structures.* 2022. Vol. 43. Pp. 533–545. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.06.009
18. Savin S.Yu., Sharipov M.Z. Nonlinear visco — elastic behavior of concrete under static-dynamic loading: Experimental and numerical studies // *Structures.* 2025. Vol. 74. P. 108496.
19. Reklaitis G.V., Ravindran A., Ragsdell K.M. *Engineering Optimization: Methods and Applications.* John Wiley & Sons, 2006.
20. Pan X., Yang T.T.Y., Li J. et al. A review of recent advances in data-driven computer vision methods for structural damage evaluation: algorithms, applications, challenges, and future opportunities // *Arch Computat Methods Eng.* 2025. Vol. 32. Pp. 4587–4619. DOI: 10.1007/s11831-025-10279-8
21. Song Y., Zhang Q., Su Y., Zhang S., Wang R., Zhang W., Bi Z., Yu Y. Advances in crack dataset development and deep learning-based detection models // *Journal of Building Engineering.* 2025. Vol. 116. P. 114734.
22. Hassouna M., Marzouk M., Fathalla E. Automated low-cost framework for crack measurements in RC structures using deep learning approach. 2026. P. 14678. DOI: 10.1038/s41598-026-50880-w
23. Kemal H., Serhat D. Deep Learning–Based Automated Crack Detection for Post-Earthquake Damage Assessment in Reinforced Concrete Structures // *Advances in Civil Engineering.* 2026. P. 6845779. DOI: 10.1155/adce/6845779
24. Левин Р., Дранг Д., Эделсон Б. Практическое введение в технологию искусственного интеллекта и экспертных систем с иллюстрациями на Бейсике / пер. с англ.; предисл. М.Л. Сальникова, Ю. В. Сальниковой. М. : Финансы и статистика, 1990. 239 с.
25. Фомин Н.И., Исупов Н.С. Оценка качества компоновки несущих конструкций с применением технологии генеративного проектирования // *Вестник евразийской науки.* 2024. Т. 16. № 5. URL: <https://esj.today/PDF/54SAVN524.pdf>
26. Римшин В.И., Трунтов П.С., Молчанова А.Е. Методы применения искусственного интеллекта при моделировании напряженно-деформированного состояния усиленных конструкций // *Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия «Материалы. Конструкции. Технологии».* 2023. № 3 (27). С. 45–54. DOI: 10.25686/2542-114X.2023.3.45
27. Li C. et al. Physics-Informed Gaussian Process Regression for the Constitutive Modeling of Concrete: A Data-Driven Improvement to Phenomenological Models // *arXiv. Preprint,* 2026. URL: <https://arxiv.org/abs/2601.03367>
28. Guo X., Song Zh. Review on crack monitoring technology based on physics-informed neural networks // *Jixie Qiangdu. (Mechanical Strength).* 2025. Vol. 47. Pp. 18–30. DOI: 10.16579/j.issn.1001.9669.2025.12.002
29. Saeed H.M. et al. Recent Advances of Machine Learning in Fracture Mechanics of Quasi-Brittle Materials : a Review // *Jurnal Kejuruteraan.* 2025. No. 37 (7). Pp. 3151–3172. DOI: 10.17576/jkukm-2025-37(7)-06
30. Baniya S., Maity D. A comprehensive review of theoretical concepts and advancements in physics-informed neural networks with applications in structural engineering // *Artificial Intelligence Review.* 2025. Vol. 59. No. 49. DOI: 10.1007/s10462-025-11444-y

31. Varghese S., Anand R., Paliwal G. Physics-Informed Neural Network for Concrete Manufacturing Process Optimization // arXiv. 2025. Vol. 2408. P. 14502. DOI: 10.48550/arXiv.2408.14502
32. Sahin T., Wolff D., von Danwitz M., Popp A. Towards a Hybrid Digital Twin: Fusing Sensor Information and Physics in Surrogate Modeling of a Reinforced Concrete Beam // Proceedings of the 2024 Sensor Data Fusion: Trends, Solutions, Applications (SDF 2024). 2024. DOI: 10.1109/SDF63218.2024.10773885

REFERENCES

1. Zakharov F.N., Jie Q., Yi X. Physics-Informed Neural Networks for Structural Mechanics and Construction: Modeling the Deflection of a Single-Span Beam Physics-Informed Neural Networks. *Reinforced concrete structures*. 2025; 9(1):35-48. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.1.35-48 (in Russian).
2. Breiman L. Random forests. *Mach Learn*. 2001; 45. DOI: 10.1023/A:1010933404324
3. Natekin A., Knoll A. Gradient boosting machines : a tutorial. *Front Neurorobot*. 2013; 7. DOI: 10.3389/fnbot.2013.00021
4. Cortes C., Vapnik V. Support-Vector Networks. *Mach Learn*. 1995; 20. DOI: 10.1023/A:1022627411411
5. Sayed Y.A.K., Alzhraa I.A., Tamrazyan A.G., Fahmy M.F.M. Machine-learning-based models versus design-oriented models for predicting the axial compressive load of FRP-confined rectangular RC columns. *Engineering Structures*. 2023; 285:116030. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116030
6. Mustafa R., Ahmad M.T. Appraisal of numerous machine learning techniques for the prediction of axial load carrying capacity of rectangular concrete column. *Asian J Civ Eng*. 2024; 25:4471-4486. DOI: 10.1007/s42107-024-01060-6
7. Couto C., Tong Q., Gernay T. Predicting the Capacity of Thin-Walled Beams at Elevated Temperature with Machine Learning. *Fire Saf J*. 2022; 130. DOI: 10.1016/j.firesaf.2022.103596
8. Fu F. Fire Induced Progressive Collapse Potential Assessment of Steel Framed Buildings Using Machine Learning. *J Constr Steel Res*. 2020; 166. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105918
9. Zhu Y.F., Yao Y., Huang Y., Chen C.H., Zhang H.Y., Huang Z. Machine Learning Applications for Assessment of Dynamic Progressive Collapse of Steel Moment Frames. *Structures*. 2022; 36. DOI: 10.1016/j.istruc.2021.12.067
10. Das O. Prediction of the Natural Frequencies of Various Beams Using Regression Machine Learning Models. *Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences*. 2023; 41. DOI: 10.14744/sigma.2023.00040
11. Nshimirimana Zh.D., Elsheikh A.M. Automation of Reinforcement of Reinforced Concrete Structures Using Building Information Modeling and Visual Programming Technology. *Bulletin of Eurasian Science*. 2025; 17:2. URL: <https://esj.today/PDF/36SAVN225.pdf> (in Russian).
12. Fomin N.I., Isupov N.S. Assessment of the Quality of Arrangement of Load-Bearing Structures Using Generative Design Technology. *Bulletin of Eurasian Science*. 2024; 16:5. URL: <https://esj.today/PDF/54SAVN524.pdf> (in Russian).
13. Tahmassebi A., Motamedi M., Alavi A.H., Gandomi A.H. An explainable prediction framework for engineering problems: case studies in reinforced concrete members modeling. *Journal of Engineering Computations*. 2021. URL: https://opus.lib.uts.edu.au/bitstream/10453/167687/2/Engineering_Computations_RC_Failures_XGB_SHAP%20%281%29%20%281%29.pdf
14. Varghese S., Anand R., Paliwal G. Physics-Informed Neural Network for Concrete Manufacturing Process Optimization. *Computer Science. Machine Learning*. 2024. DOI: 10.48550/arXiv.2408.14502
15. Ke Y., Liu C.W., Zhang S.S. Physics-informed neural network (PINN)-based numerical simulation of concrete mechanical responses. *Engineering Structures*. 2026; 350:121982. DOI: 10.1016/j.engstruct.2025.121982
16. Qi Y., Ding Z., Luo Y., Ma Z. A Three-Step Computer Vision-Based Framework for Concrete Crack Detection and Dimensions Identification. *Buildings*. 2024; 14:2360. DOI: 10.3390/buildings14082360
17. Kong X., Smyl D. Investigation of the condominium building collapse in Surfside, Florida: A video feature tracking approach. *Structures*. 2022; 43:533-545. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.06.009
18. Savin S.Yu., Sharipov M.Z. Nonlinear visco — elastic behavior of concrete under static-dynamic loading: Experimental and numerical studies. *Structures*. 2025; 74:108496.
19. Reklaitis G.V., Ravindran A., Ragsdell K.M. *Engineering Optimization: Methods and Applications*. John Wiley & Sons, 2006.
20. Pan X., Yang T.T.Y., Li J. et al. A review of recent advances in data-driven computer vision methods for structural damage evaluation: algorithms, applications, challenges, and future opportunities. *Arch Computat Methods Eng*. 2025; 32:4587-4619. DOI: 10.1007/s11831-025-10279-8
21. Song Y., Zhang Q., Su Y., Zhang S., Wang R., Zhang W., Bi Z., Yu Y. Advances in crack dataset development and deep learning-based detection models. *Journal of Building Engineering*. 2025; 116:114734.
22. Hassouna M., Marzouk M., Fathalla E. Automated low-cost framework for crack measurements in RC structures using deep learning approach. 2026; 14678. DOI: 10.1038/s41598-026-50880-w
23. Kemal H., Serhat D. Deep Learning–Based Automated Crack Detection for Post-Earthquake Damage Assessment in Reinforced Concrete Structures. *Advances in Civil Engineering*. 2026; 6845779. DOI: 10.1155/adce/6845779

24. Levin R., Drang D., Edelson B. *Practical Introduction to Artificial Intelligence and Expert Systems Technology with Illustrations in BASIC*. Translated from English. Preface by M.L. Salnikov, Yu.V. Salnikova. Moscow, Finansy i statistika, 1990; 239. (in Russian).
25. Fomin N.I., Isupov N.S. Assessment of the Quality of Arrangement of Load-Bearing Structures Using Generative Design Technology. *Vestnik evraziyskoy nauki (Bulletin of Eurasian Science)*. 2024; 16:5. URL: <https://esj.to-day/PDF/54SAVN524.pdf> (in Russian).
26. Rimshin V.I., Truntov P.S., Molchanova A.E. Methods of Applying Artificial Intelligence in Modeling the Stress-Strain State of Strengthened Structures. *Bulletin of the Volga State Technological University. Series "Materials. Structures. Technologies"*. 2023; 3(27):45-54. DOI: 10.25686/2542-114X.2023.3.45 (in Russian).
27. Li C. et al. Physics-Informed Gaussian Process Regression for the Constitutive Modeling of Concrete: A Data-Driven Improvement to Phenomenological Models. *arXiv*. Preprint, 2026. URL: <https://arxiv.org/abs/2601.03367>
28. Guo X., Song Zh. Review on crack monitoring technology based on physics-informed neural networks. *Jixie Qiangdu. (Mechanical Strength)*. 2025; 47:18-30. DOI: 10.16579/j.issn.1001.9669.2025.12.002
29. Saeed H.M. et al. Recent Advances of Machine Learning in Fracture Mechanics of Quasi-Brittle Materials : a Review. *Jurnal Kejuruteraan*. 2025; 37(7):3151-3172. DOI: 10.17576/jkukm-2025-37(7)-06
30. Baniya S., Maity D. A comprehensive review of theoretical concepts and advancements in physics-informed neural networks with applications in structural engineering. *Artificial Intelligence Review*. 2025; 59:49. DOI: 10.1007/s10462-025-11444-y
31. Varghese S., Anand R., Paliwal G. Physics-Informed Neural Network for Concrete Manufacturing Process Optimization. *arXiv*. 2025; 2408:14502. DOI: 10.48550/arXiv.2408.14502
32. Sahin T., Wolff D., von Danwitz M., Popp A. Towards a Hybrid Digital Twin: Fusing Sensor Information and Physics in Surrogate Modeling of a Reinforced Concrete Beam. *Proceedings of the 2024 Sensor Data Fusion: Trends, Solutions, Applications (SDF 2024)*. 2024. DOI: 10.1109/SDF63218.2024.10773885

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ

В журнале «Железобетонные конструкции» публикуются оригинальные, ранее не опубликованные статьи, содержащие полученные авторами новые научные результаты, представляющие международный интерес. Статьи публикуются для широкой международной читательской аудитории.

Статьи принимаются по следующим тематикам:

- Обоснование, исследование и разработка новых типов несущих и ограждающих железобетонных конструкций.
- Обоснование, разработка и оптимизация конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, экономической и конструкционной безопасности на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования.
- Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.
- Разработка и совершенствование методов и систем контроля качества строительных конструкций зданий и сооружений в период их строительства, эксплуатации, усиления и восстановления.
- Методы оценки, мониторинга и диагностики технического состояния, усиление и восстановление конструкций и элементов эксплуатируемых зданий и сооружений.
- Оптимальное проектирование железобетонных конструкций.
- Исследование конструктивной безопасности и живучести строительных систем при проектных и запроектных воздействиях.
- Разработка методов расчета железобетонных конструкций при различных силовых и средовых воздействиях, прогнозирование сроков их службы.
- Снижение рисков и обеспечение надежности и конструктивной безопасности зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера (огневых, различных динамических, аварийных ударных) и запроектных воздействиях.
- Развитие теории расчета железобетонных конструкций.
- Сейсмостойкость зданий и сооружений.
- Компьютерное моделирование в строительстве.

К рассмотрению принимаются статьи со структурой, соответствующей международному стандарту **IMRAD**.

1. **Введение (Introduction)**. Раздел, который начинается с описания объекта исследования, затем формулируется актуальность исследования. Приводится обзор мировой литературы, подтверждающий отсутствие в литературных источниках решения данной задачи и указывающий предшественников, на исследованиях которых базируется работа. Формулируется постановка цели исследования, вытекающая из результатов обзора литературы и содержащая перечень намеченных к решению задач.

2. **Метод (Methods)**. В данном разделе подробно описывается выбранный метод исследования. Метод должен быть расписан таким образом, чтобы другой исследователь был способен его воспроизвести.

3. **Результаты и обсуждение (Results and Discussion)**. Результаты рекомендуется представлять преимущественно в виде таблиц, графиков и других иллюстраций. Этот раздел включает анализ полученных результатов, их интерпретацию, сравнение с результатами других авторов.

4. **Заключение (Conclusions)**, в котором кратко подводятся итоги научного исследования. Заключение содержит нумерованные выводы, кратко формулирующие основные научные результаты статьи как установленные авторами зависимости (связи) между параметрами объекта исследования. Выводы должны логически соответствовать поставленным в начале статьи задачам.

5. **Благодарности (Acknowledgement)**. Данный раздел не является обязательным, в нем выражается благодарность за финансовую, информационную и другую поддержку, оказанную в ходе написания статьи.

Представительный список литературы к обзору состояния исследований в мировой научной литературе по рассматриваемой в статье проблеме (раздел **Введение**) характеризует актуальность и качественный уровень проведенных автором исследований. Данные рекомендации составлены согласно общемировым тенденциям и способствуют большей открытости научных публикаций, а также улучшают показатели статей и их авторов в базах данных.

Рекомендации по полноте и представительности:

1. **Объем**. В список литературы рекомендуется включать ссылки на научные статьи, монографии, сборники статей, сборники конференций, электронные ресурсы с указанием даты обращения, патенты. Рекомендуемый объем списка литературы — 20–40 источников, не считая труднодоступных и нормативных источников, а также ссылок на интернет-ресурсы, не являющиеся научными периодическими изданиями. Под труднодоступными ис-

точниками понимаются отчеты, альбомы типовых решений и другие подобные источники, отсутствующие в каталогах ведущих российских библиотек-депозитариев (ГПНТБ, РНБ, РГБ). Под нормативными источниками понимаются законы, ГОСТы, СНиПы, СП, а также их иностранные аналоги. Под интернет-ресурсами понимаются сайты в сети Интернет, публикующие информацию без осуществления научного рецензирования. Труднодоступные и нормативные источники рекомендуется упоминать в тексте статьи. Настоятельно не рекомендуем включать в список литературы ссылки на диссертации, авторефераты диссертаций, учебники, учебно-методические пособия, конспекты лекций и другую учебную литературу.

2. Актуальность. Для представительного обзора литературы необходимо, чтобы источники были актуальными. Рекомендуем иметь в списке литературы не менее 8 публикаций, опубликованных за последние 10 лет, 5 из них — не старше 3 лет.

3. География. Согласно требованиям журнала, обзор литературы должен подтверждать отсутствие решения поставленной цели в мировой литературе, в связи с чем рекомендуем иметь в списке литературы не только российские, но и иностранные публикации. Рекомендуемый объем — не менее половины от общего числа источников в списке литературы. Под иностранными источниками понимаются публикации, опубликованные в иностранном журнале (не российском). Язык публикации в данном случае не имеет значения.

4. Уровень публикаций. Рекомендуется, чтобы не менее 6 из иностранных и не менее 6 из российских источников были включены в один из ведущих индексов цитирования:

- Web of Science;
- Scopus;
- Российский индекс научного цитирования.

5. Самоцитирование. В рамках ограничения самоцитирования **не рекомендуется включать более 5 источников, автором или соавтором которых являются авторы статьи.**

Цитируемая литература приводится общим списком в конце статьи в порядке упоминания источников в тексте. Порядковый номер в тексте заключается в квадратные скобки (например, [9], [11, 12], [16–20]). Текст статьи должен содержать ссылки на все источники из списка литературы.

Просим Вас при ссылке на источник использовать его официальные метаданные как на русском, так и на английском языке, указанные в источнике. Приветствуется указывать DOI в случае его наличия.

Список литературы на русском языке должен быть оформлен в соответствии с ГОСТ 7.0.5–2008.

Рекомендуется при оформлении списка литературы использовать приложение Mendeley для Windows или Mac — <https://www.mendeley.com> Стиль оформления русскоязычного списка литературы — Russian GOST R 7.0.5–2008 (numeric).

В списке литературы на английском языке русскоязычные источники, не имеющие перевода на английский язык, указываются в транслитерации и с приблизительным переводом на английский язык в квадратных скобках. Транслитерация осуществляется по системе Библиотеки Конгресса США (ALA-LC).

Рекомендуемый объем статей: от 15 000 до 30 000 знаков с пробелами.

Гарнитура шрифта — Times New Roman. Размер шрифта основного текста — 12; заглавия — 14; аннотации, подрисуночных надписей, содержания таблиц, списка литературы — 10, междустрочный интервал — одинарный, абзацный отступ — 0,75 см.

С полной версией требований к оформлению научных статей можно ознакомиться на сайте:
<https://g-b-k.ru>