



g-b-k.ru

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

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Scientific and Technical
Journal

3/7 /2024

Железобетонные конструкции
2024 Том 7 № 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

Карпенко Н.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИСФ РААСН, Москва, Россия

Келасьева 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

Маилян 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

Травуш 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

ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

<i>Тамразян А.Г., Мацевич Т.А.</i> Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования	3
<i>Колчунов В.И., Савин С.Ю., Амелина М.А.</i> Устойчивость железобетонных колонн, подверженных сжатию с кручением в особой расчетной ситуации	12
<i>Савин С.Ю., Шарипов М.З.</i> Деформирование бетона при динамическом нагружении с учетом начальных напряжений и ползучести	24

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

<i>Симаков О.А.</i> Восстановление несущих конструкций зданий после аварий.....	
<i>Шапошникова Ю.А.</i> Влияние различных факторов на прогибы и прочность профилированного настила в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты.....	34
	44

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 27.09.2024. Выход в свет 30.09.2024. Формат 70×108/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 6,21. Тираж 120 экз. Заказ № 314. 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.

© Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2024

Reinforced Concrete Structures

Zhelezobetonnyye konstruksii

2024 Vol. 7 Issue 3

Scientific and Technical Journal
Published since 2023

Moscow State University of Civil Engineering

Media Registration Certificate of the Printed Edition № 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 I. Karpenko, full member of RAACS, DSc, Prof., NIISF RAACS, 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

Sergey Yu. Savin, Ph.D., associate prof., NRU MGSU, Moscow, Russia

CONTENTS

THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE

<i>Tamrazyan A.G., Matseevich T.A.</i> Estimation of Damage Degree of Buildings in Earthquakes by Statistical Modeling Method	3
<i>Kolchunov V.I., Savin S.Yu., Amelina M.A.</i> Stability of Reinforced Concrete Columns Subjected to Compression with Torsion under Accidental Action	12
<i>Savin S.Yu., Sharipov M.Z.</i> Dynamic Performance of Concrete Considering Initial Stresses and Creep	24

STRUCTURAL DESIGN

<i>Simakov O.A.</i> Restoration of Load-Bearing Structures of Buildings after Accidents	34
<i>Shaposhnikova Yu.A.</i> The Influence of Various Factors on the Deflections and Strength of Profiled Sheeting at the Stage of Concreting a Steel-Reinforced Concrete Slab	44

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, 2024



УДК 624.3

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.3-11

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования

А.Г. Тамразян^{1*}, Т.А. Мацевич^{1}**

¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*

* tamrazian@mail.ru

** MatseevichTA@mgsu.ru

Ключевые слова: сейсмостойкость, коэффициент допускаемых повреждений, железобетонная рама, статистическое моделирование, метод Монте-Карло

История статьи

Поступила в редакцию: 02.08.2024

Доработана: 22.08.2024

Принята к публикации: 27.08.2024

Аннотация. Предложен новый подход к оценке степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования. Методом Монте-Карло получены базы синтетических данных с заданными статистическими характеристиками повреждаемости железобетонных каркасных зданий. После преобразований элементов этих баз получены новые статистические характеристики повреждаемости уже со значениями коэффициентов вариации, меньшими 0,30. Результаты исследований могут быть использованы для определения сейсмической нагрузки через коэффициент допускаемых повреждений.

Для цитирования

Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 7. № 3. С. 3–11.

Estimation of Damage Degree of Buildings in Earthquakes by Statistical Modeling Method

Ashot G. Tamrazyan^{1*}, Tatyana A. Matseevich^{1}**

¹ *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*

* tamrazian@mail.ru

** MatseevichTA@mgsu.ru

Ашот Георгиевич Тамразян, 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; eLIBRARYSPIN-код: 2636-2447, Scopus: 55975413900, Researcher ID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

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; eLIBRARYSPIN-код: 1299-6980, Scopus: 51461741900, Researcher ID: AAB-2742-2020, ORCID: 0000-0001-6292-0759, E-mail: MatseevichTA@mgsu.ru

© Тамразян А.Г., Мацевич Т.А., 2024



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

Keywords: seismic resistance, damage tolerance coefficient, reinforced concrete frame, statistical modeling, Monte Carlo method

Article history

Received: 02.08.2024

Revised: 22.08.2024

Accepted: 27.08.2024

For citation

Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Estimation of Damage Degree of Buildings in Earthquakes by Statistical Modeling Method. *Reinforced concrete structures*. 2024; 3(7):3-11.

Abstract. A new approach to assessing the degree of damage to buildings during earthquakes using statistical modeling is proposed. Using the Monte Carlo method, synthetic databases with specified statistical characteristics of damageability of reinforced concrete frame buildings were obtained. After transforming the elements of these databases, new statistical characteristics of damageability were obtained with variation coefficient values less than 0.30. The research results can be used to determine the seismic load calculation through the permissible damage coefficient.

ВВЕДЕНИЕ

Согласно исследованиям по сейсмическому районированию, свыше четверти территории России с населением, превышающим 20 млн человек, подвержено потенциальным сейсмическим воздействиям, требующим проведения антисейсмических мероприятий в более чем 300 городах и населенных пунктах страны [1, 2]. Самыми опасными в сейсмическом отношении являются Северный Кавказ, весь юг Сибири и Дальний Восток, где интенсивность сейсмических сотрясений может достигать 8–10 баллов. Определенную угрозу представляют и 6–7-балльные зоны в густонаселенной европейской части Российской Федерации. Этим обусловлен интерес ученых и инженеров к обеспечению сейсмостойкости зданий, проектируемых в сейсмоопасных районах [3–7].

Во время землетрясения колебательное движение грунта в основании здания возбуждает кинематические колебания строительных конструкций. Для оценки влияния на здание в нормативных документах большинства стран в качестве базового используется линейно-спектральный метод [8]. При этом важен корректный учет пластической работы материалов, вследствие которой снижается сейсмическая нагрузка на конструктивные элементы здания.

Кроме того, необходимо иметь в виду и сопутствующее землетрясению такое событие, как пожар, и оценить риски [9–12].

Согласно СП 14.13330.2018 [13], расчетная сейсмическая нагрузка определяется следующим образом:

$$S_{ik}^j = K_0 K_1 S_{0ik}^j, \quad (1)$$

где K_0 — коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность;

K_1 — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений;

S_{0ik}^j — сейсмическая нагрузка, определяемая по формуле:

$$S_{0ik}^j = m_k^j A \beta_i K_\psi \eta_{ik}^j, \quad (2)$$

где m_k^j — масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке k по обобщенной координате j , определяемые с учетом расчетных нагрузок на конструкции;

Ashot G. Tamrazyan, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures National Research Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 129337, Moscow, Yaroslavskoe shosse, 26; eLIBRARYSPIN-code: 2636-2447, Scopus: 55975413900, Researcher ID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru
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, eLIBRARYSPIN-code: 1299-6980, Scopus: 51461741900, Researcher ID: AAB-2742-2020, ORCID: 0000-0001-6292-0759, E-mail: MatseevichTA@mgsu.ru

A — значение ускорения в уровне основания;

β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний зданий;

K_Ψ — коэффициент, учитывающий способность зданий и сооружений к рассеиванию энергии;

η_{ik}^j — коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия.

Коэффициент допускаемых повреждений K_1 является критерием предельного состояния сейсмостойких конструкций [14, 15]. Это существенным образом выделяет K_1 из всех других коэффициентов, применяемых при расчетах конструкций на сейсмические воздействия.

Величина коэффициента допускаемых повреждений K_1 зависит от вида несущих конструкций. В табл. 5.2 СП 14.13330.2018 [13] для зданий и сооружений, в конструкциях которых остаточные деформации и повреждения не допускаются, $K_1 = 1,0$. Для зданий и сооружений, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, $0,15 \leq K_1 \leq 0,4$. В частности, для каркасных железобетонных конструкций $K_1 = 0,35$. Для зданий и сооружений, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации и повреждения, $K_1 = 0,12$.

Также величина коэффициента допускаемых повреждений зависит от уровня допустимых повреждений. В международной модифицированной сейсмической шкале MMSK-86 [16] рассматривается пять степеней разрушения зданий (легкая, умеренная, тяжелая, частичное разрушение и обвал), которые характеризуются значением средней степени повреждения d . Таким образом, после землетрясения поврежденное здание может быть в одном из пяти состояний или быть не поврежденным.

В работе [17] для зданий железобетонных, каркасных, крупнопанельных и армированных, крупноблочных домов были получены значения средней ожидаемой степени повреждения зданий $d_{cp}(I)$ при землетрясениях, приведенные в табл. 1, и значения математического ожидания M интенсивности землетрясения в баллах, вызывающего не менее определенных степеней повреждения зданий, приведенных в табл. 2.

Таблица 1

Значения средней ожидаемой степени повреждения зданий $d_{cp}(I)$ при землетрясениях
Values of mean expected degree of damage $d_{ave}(I)$ for buildings in earthquakes

Интенсивность землетрясений, балл / Earthquake intensity, score						
6	7	8	9	10	11	12
1,0	1,2	2,6	4,3	5,0	5,0	5,0

Таблица 2

Значения математического ожидания M интенсивности землетрясения в баллах, вызывающего не менее определенных степеней повреждения зданий

Mean values M of earthquake intensity in points, causing at least certain percent of damage to buildings

Степень повреждения (разрушения) зданий d Degree of damage (destruction) of buildings d				
Легкая / Light $d = 1$	Умеренная Intermediate $d = 2$	Тяжелая / Severe $d = 3$	Частичное разрушение Partial Collapse $d = 4$	Разрушение Col- lapse $d = 5$
7,0	7,5	8,0	8,5	9,0

В работе [18] приведены статистические характеристики повреждаемости обследованных сейсмостойких зданий различных серий по Кишиневу в результате землетрясения 1986 г. Для гражданских и промышленных зданий серий ИИС-04 и ИИС-20 средний коэффициент вариации — 0,39. Высокий коэффициент вариации говорит о неоднородности данных, что не позволяет с достаточной обеспеченностью говорить о полученных значениях. В данной работе предлагается переоценить некоторое количество элементов из выборки, изменив их весовые доли. Критерием является приемлемый уровень коэффициента вариации $v < 0,30$.

МЕТОДЫ И МАТЕРИАЛЫ

Учитывая, что в свободном доступе находятся в основном только результаты обработки данных по повреждаемости сейсмостойких зданий, было принято решение о создании баз синтетических данных с наперед заданными значениями среднего значения степени повреждения и среднеквадратического отклонения, которые брались для различных типов зданий из литературных источников.

Инициализация базы синтетических данных осуществлялась по двум параметрам: количество элементов и тип элементов. Для всех баз данных выбранный тип элементов — целые числа, что продиктовано особенностью данных. Инициализированная база данных заполнялась случайно выбранным образом, после чего выполнялось ее преобразование.

Преобразование базы данных к виду с заданным средним значением и среднеквадратическим отклонением осуществлялось с помощью алгоритма, аналогичного алгоритму Монте-Карло, который можно разделить на 2 основных этапа: формирование выборки с заданным средним значением и формирование выборки с заданным среднеквадратичным отклонением.

На первом этапе выбирался случайный элемент выборки и увеличивался или уменьшался на единицу, при условии, что элемент не станет меньше нуля или больше пяти. Затем определялось среднее значение новой выборки и сравнивалось с предыдущим. Если в результате этого преобразования новое среднее значение было ближе к заданному, чем предыдущее, то этот шаг принимался, в противном случае — нет. Шаги продолжались до тех пор, пока невязка (разность между заданным значением среднего и текущим) не становилась меньше чем 0,001.

На втором этапе, когда выполнено условие первого этапа, выбирались 2 случайных элемента. Первый увеличивался на единицу, а второй уменьшался на единицу при условии, что они оба становились не меньше нуля и не больше пяти. Такое действие сохраняет среднее, но изменяет среднеквадратическое отклонение. Если в результате этого действия новое отклонение становилось ближе к заданному, чем предыдущее, то это шаг принимался, в противном случае — нет. Шаги продолжались до тех пор, пока невязка (разность между заданным значением отклонения и текущим) не становилась меньше чем 0,005.

Далее рассмотрим следующие формулы:

$$\langle d \rangle = \frac{\sum_{i=1}^N d_i}{N}; \quad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (d_i - \langle d \rangle)^2}{N - 1}}, \quad (3)$$

где $\langle d \rangle$ — среднее значение степени повреждения; d_i — степень повреждения i -го элемента массива размера N ; σ — среднеквадратическое отклонение. Поскольку известно, что d является дискретной величиной и может принимать значения $\{0, 1, 2, 3, 4, 5\}$, то среднее значение $\langle d \rangle$ можно представить в следующем виде:

$$\langle d \rangle = \frac{0 \cdot n_0 + 1 \cdot n_1 + 2 \cdot n_2 + 3 \cdot n_3 + 4 \cdot n_4 + 5 \cdot n_5}{N},$$

где n_i — количество d , значения которых равны i , причем:

$$N = \sum_{i=0}^5 n_i.$$

Тогда формулу (3) можно представить в следующем виде:

$$\langle d \rangle = \frac{\sum_{i=0}^5 i \cdot n_i}{N}; \quad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^5 n_i (i - \langle d \rangle)^2}{N - 1}}. \quad (4)$$

Предполагая, что некоторые элементы в выборке являются завышенными, мы можем переоценить количество таких элементов, уменьшив значения некоторой их доли. Исходя из этого, выполним следующее преобразование n_i :

$$\tilde{n}_i = \sum_{j=0}^5 n_j p_{ji},$$

где коэффициент p_{ji} — доля элементов, соответствующих количеству элементов со значением j , значение которых переходит в значение i , при этом для коэффициентов p_{ji} выполняется равенство:

$$\forall i, \quad \sum_{j=0}^5 p_{ji} = 1,$$

так как сумма всех долей количества i -х элементов должна равняться единице.

В качестве примера рассмотрим преобразование количества элементов со значением 1:

$$\tilde{n}_1 = n_0 p_{01} + n_1 p_{11} + \dots + n_5 p_{51}.$$

Поскольку в результате преобразования общее количество элементов N не изменилось, мы можем пользоваться формулой (4):

$$\langle d' \rangle = \frac{\sum_{i=0}^5 \tilde{n}_i i}{N} = \frac{\sum_{i=0}^5 \sum_{j=0}^5 n_j p_{ji} i}{N}, \quad (5)$$

что в матричном виде можно представить следующим образом:

$$\langle d' \rangle = \frac{1}{N} (n_0 \quad \dots \quad n_5)_{1 \times 6} \begin{pmatrix} p_{00} & \dots & p_{05} \\ \dots & \dots & \dots \\ p_{50} & \dots & p_{55} \end{pmatrix}_{6 \times 6} \begin{pmatrix} 0 \\ \dots \\ 5 \end{pmatrix}_{6 \times 1} = N^T P I. \quad (6)$$

Для среднеквадратического отклонения получаем:

$$\sigma' = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^5 \sum_{j=0}^5 n_j p_{ji} (i - \langle d' \rangle)^2}{N - 1}}. \quad (7)$$

Соответственно, в матричном виде можно представить следующим образом:

$$\sigma'^2 = \frac{1}{N - 1} (n_0 \quad \dots \quad n_5)_{1 \times 6} \begin{pmatrix} p_{00} & \dots & p_{05} \\ \dots & \dots & \dots \\ p_{50} & \dots & p_{55} \end{pmatrix}_{6 \times 6} \begin{pmatrix} \langle d' \rangle^2 \\ \dots \\ (5 - \langle d' \rangle)^2 \end{pmatrix}_{6 \times 1}. \quad (8)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ

Расчеты были проведены при помощи написанной ЭВМ программы «Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования “С-ТАТМ”», в которой использовался разработанный авторами алгоритм, описанный в раздел Методы и материалы. Использовался высокоуровневый язык программирования Python 3.12.5.

Не ограничивая общности, рассматривались железобетонные каркасные здания разных типов.

Для каждого типа зданий, используя метод Монте-Карло, были созданы по 100 баз синтетических данных, состоящих из 200 элементов, характеризующихся значениями средней степени повреждений d , стандарта σ и значениями коэффициента вариации v , взятыми из работы [18]. Отметим, что для рассматриваемых типов каркасных зданий коэффициенты вариаций имеют большие значения. Далее, используя метод статистического моделирования, получили усредненные значения d и σ с меньшими значениями коэффициентов вариации.

На рисунке приведены диаграммы распределения элементов: *a* — семи произвольных исходных баз синтетических данных при значениях $\langle d \rangle = 2,2$ и $\sigma = 0,83$ и *b* — семи этих баз синтетических данных после их преобразований (при усредненных значениях $\langle d \rangle = 1,81$ и $\sigma = 0,53$).

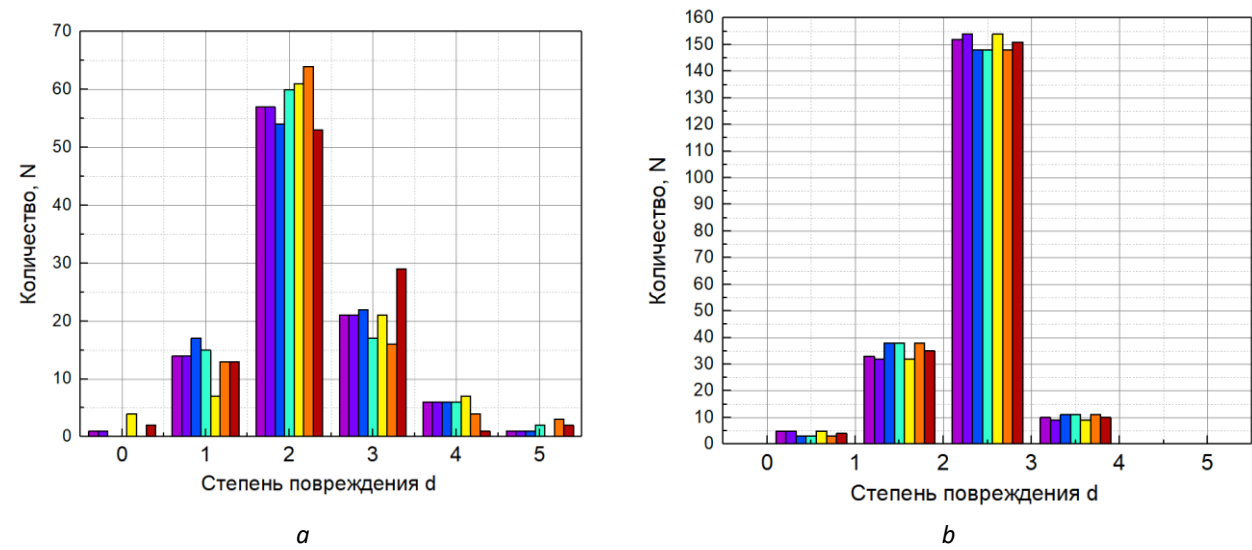


Диаграмма распределений элементов 7 баз данных при исходных значениях $\langle d \rangle = 2,2$ и $\sigma = 0,83$ (*a*); после преобразований ($\langle d \rangle = 1,81$ и $\sigma = 0,53$) (*b*)

Diagram of distributions of elements of 7 databases with initial values $\langle d \rangle = 2.2$ and $\sigma = 0.83$ (*a*); after transformations ($\langle d \rangle = 1.81$ and $\sigma = 0.53$) (*b*)

Приведем в табл. 3 оценки степеней повреждения при землетрясениях каркасных зданий некоторых типов, полученных при помощи компьютерной программы «С-ТАТМ».

Таблица 3

Повреждаемость сейсмостойких зданий / Damage tolerance of earthquake-resistant buildings

Тип зданий Type of buildings	Исходные значения Initial values [18]			Полученные значения / The values obtained		
	Средняя степень повреждений Moderate damage <i>d</i>	Стандарт Standard σ	Коэффициент вариации / Coefficient of variation <i>v</i>	Усредненное значение средней степени повреждений Averaged value of the mean degree of damage $\langle d \rangle$	Усредненное значение стандарта Averaged value of the standard σ'	Усредненное значение коэффициента вариации Averaged value of the coefficient of variation v'
Каркасные гражданские здания типа ИИС-04 Framed civil buildings of IIS-04 type	2,2	0,83	0,38	1,81	0,53	0,26

Продолжение таблицы 1

Тип зданий Type of buildings	Исходные значения Initial values [18]			Полученные значения / The values obtained		
	Средняя	Стан-	Коэффици-	Усредненное	Усредненное	Усреднен-

	степень повреждений Moderate damage d	дарт Standard σ	ент вариации / Coefficient of variation v	значение средней степени повреждений Averaged value of the mean degree of damage $\langle d \rangle$	значение стандарта Averaged value of the standard σ'	ное значение коэффициента вариации Averaged value of the coefficient of variation v'
Каркасные промышленные здания типа ИИС-04 Framed industrial buildings of IIS-04 type	2,2	0,97	0,44	1,82	0,57	0,30
Каркасные гражданские здания типа ИИС-20 Framed civil buildings of IIS-20 type	2,3	0,86	0,38	1,83	0,54	0,29

ДИСКУССИЯ

В результате получены понижающие коэффициенты значений d по соответствующим сериям:

- для гражданских зданий типа ИИС-04 — в 1,22 раз;
- для промышленных зданий типа ИИС-04 — в 1,21 раз;
- для гражданских зданий типа ИИС-20 — в 1,26 раз.

При этом усредненное значение коэффициента вариации — $v' = 0,28$.

Таким образом, для рассматриваемых типов зданий предлагается понизить значения степени повреждений зданий d в среднем на 23 %.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В среднем расчеты показывают [19], что для железобетонных каркасных зданий коэффициент K_1 примерно в 1,5 раза больше коэффициента, предложенного в СП 14.13330.2018 и в более ранних СНиП. Необоснованное назначение уровня допускаемых повреждений для железобетонных конструктивных систем является причиной недооценки усилий, возникающих в конструкциях на стадии проектирования. Полученные в данной работе статистические характеристики повреждаемости железобетонных каркасных зданий различных серий подтверждают это.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Оценка сейсмической опасности и сейсмического риска / под ред. Г.А. Соболева. М. : Центр БСТС, 1997. 54 с.

2. СНиП. Строительство в сейсмических районах. Комплект карт ОСР-97-А, В, С и другие материалы для Строительных норм и правил. М. : ОИФЗ, 1998.

3. Айзенберг Я.М. Спитакское землетрясение 7 декабря 1988 года. Некоторые уроки и выводы // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 1999. № 1. С. 6–9.

4. Мкртычев О.В., Джинчелашвили Г.А. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения). М. : МГСУ, 2012. 192 с.

5. Александров А.А., Ларионов В.И., Суцев С.П. Единая методология анализа риска чрезвычайных ситуаций техногенного и природного характера // Вестник МГТУ им. Н.Э. Баумана. Сер. Естественные науки. 2015. № 1. С. 112–130.

6. 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. No. 12 (10). 1662 p. DOI: 10.3390/buildings12101662

7. Tamrazyan A., Kabantsev O., Matseevich T., Chernik V. Estimation of the Reduction Coefficient When Calculating the Seismic Resistance of a Reinforced Concrete Frame Building after a Fire // *Buildings*. 2024. No. 14. 2421 p. DOI: 10.3390/buildings14082421
8. Шаторная А.М., Тарасов В.А., Барабаш А.В., Жувак О.В., Рыбаков В.А. Российские и зарубежные нормы сейсмического проектирования зданий и сооружений // *Alfabuild*. 2018. № 4 (6). С. 92–114.
9. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative Analysis of Analytical and Experimental Results of the Strength of Compressed Reinforced Concrete Columns under Special Combinations of Loads // *MATEC Web of Conferences*. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016. P. 01029.
10. Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий // *Жилищное строительство*. 2005. № 1. С. 7.
11. Тамразян А.Г. К оценке риска чрезвычайных ситуаций по основным признакам его проявления на сооружение // *Бетон и железобетон*. 2001. № 5. С. 8–10.
12. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and Theoretical Study of Reinforced Concrete Elements under Different Characteristics of Loading at High Temperatures // XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. “Procedia Engineering”. 2016. Pp. 721–725.
13. СП 14.13330.2018. Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81 (утв. и введ. в действие Приказом Минстроя России от 24.05.2018 № 309/пр.). М. : Минстрой России, 2018. 122 с.
14. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С., Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2016. № 2 (55). С. 117–129.
15. Соснин А.В. Об алгоритме уточнения коэффициента допускаемых повреждений К1 по кривой несущей способности для оценки сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий массового строительства // *Жилищное строительство*. 2017. № 1–2. С. 60–70.
16. Шебалин Н.В., Еришов И.А., Шестоперов Г.С. и др. Улучшенный вариант шкалы сейсмической интенсивности (MMSK-86) на базе шкал MSK-64 и МСССС-73 (заключительный). М. : МСССС, ИФЗ, 1986. 61 с.
17. Александров А.А., Ларионов В.И., Суцнев С.П., Фролова Н.И., Гумеров Р.А. Методы анализа сейсмического риска для населения и урбанизированных территорий // Вестник Московского государственного технического университета им. Н.Э. Баумана. Серия «Естественные науки». 2015. № 2 (59). С. 110–124.
18. Друмя А.В., Шебалин Н.В., Складнев В.В., Графов С.С., Ойзерман В.И. Карпатское землетрясение 1986 г. Кишинев : Штиинца, 1990. 334 с.
19. Tamrazyan A., Matseevich T. Seismic Resistance of Reinforced Concrete Building Frames Based on Interval Assessment of The Coefficient of Permissible Damage // *Buildings*. 2024.

REFERENCES

1. *Evaluation of seismic danger and seismic risk*. Sobolev G.A., ed. Moscow, Tsentr BSTS Publ., 1997; 54. (in Russian).
2. SNiP. Construction in seismic areas. Set of maps OSR-97-A, B, C and other materials for Building Codes and Regulations. Moscow, OIFZ Publ., 1998. (in Russian).
3. Eisenberg Ya.M. Spitak earthquake on December 7, 1988. Some lessons and conclusions. *Earthquake-resistant construction. Safety of structures*. 1999; 1:6-9. (in Russian).
4. Mkrtichev O.V., Dzhinchvelashvili G.A. *Problems of non-linearities in earthquake resistance theory (hypothesis and misconceptions)*. Moscow, MGSU Publ., 2012; 192. (in Russian).
5. Aleksandrov A.A., Larionov V.I., Sushchev S.P. United methodology of the risk analysis for man-caused and natural emergency situations. *Herald of the Bauman Moscow State Tech. Univ., Nat. Sci.* 2015; 1:112-130 (in Russian).
6. 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. DOI: 10.3390/buildings12101662
7. Tamrazyan A., Kabantsev O., Matseevich T., Chernik V. Estimation of the Reduction Coefficient When Calculating the Seismic Resistance of a Reinforced Concrete Frame Building after a Fire. *Buildings*. 2024; 14:2421. DOI: 10.3390/buildings14082421
8. Shatornaya A.M. et al. Russian and foreign standards of seismic design of buildings and structures. *Alfabuild*. 2018; 4(6):92-114. (in Russian).
9. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative Analysis of Analytical and Experimental Results of the Strength of Compressed Reinforced Concrete Columns under Special Combinations of Loads. *MATEC Web of Conferences*. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016; 01029.

10. Tamrazyan A.G. Fire and impact resistance of load-bearing reinforced concrete structures of high-rise buildings. *Housing construction*. 2005; 1:7. (in Russian).
11. Tamrazyan A.G. To assess the risk of emergency situations based on the main signs of its manifestation on a structure. *Concrete and reinforced concrete*. 2001; 5:8-10. (in Russian).
12. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and Theoretical Study of Reinforced Concrete Elements under Different Characteristics of Loading at High Temperatures. XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. “Procedia Engineering”. 2016; 721-725.
13. SP 14.13330.2018. Construction in seismic areas. SNiP II7–81. Moscow, Ministry of Construction of Russia, 2018; 122. (in Russian).
14. Kabantsev O.V., Useinov E.S., Sharipov Sh. Determination of allowable damage factor of antiseismic structures. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2016; 2(55):117-129. (in Russian).
15. Sosnin A.V. About refinement of the seismic force-reduction factor (K_1) and its coherence with the concept of seismic response modification in formulation of the spectrum method (in order of discussion). *Bulletin of Civil Engineers*. 2017; 1(60):92-114. (in Russian).
16. Shebalin N.V., Ershov I.A., Shestoperov G.S. *Improved version of the seismic activity scale (MMSK-86) based on the scales MSK-64 and MCCCC-73 (final version)*. Moscow, MSSSS, IFZ Publ., 1986; 61. (in Russian).
17. Aleksandrov A.A., Larionov V.I., Sushchev S.P., Frolova N.I., Gumerov R.A. Methods for analyzing seismic risk for the population and urban areas. *Bulletin of Moscow State Technical University named after N.E. Bauman. Series “Natural Sciences”*. 2015; 2(59):110-124. (in Russian).
18. Drumea A.V., Shebalin N.V., Scladnev N.N., Graphov S.S., Oizerman V.I. *The Carpathian earthquake of 1986*. Kishinev, Shtiinets, 1990; 334. (in Russian).
19. Tamrazyan A., Matseevich T. Seismic Resistance of Reinforced Concrete Building Frames Based on Interval Assessment of The Coefficient of Permissible Damage. *Buildings*. 2024.



УДК 624.075

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.12-23

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Устойчивость железобетонных колонн, подверженных сжатию с кручением в особой расчетной ситуации

В.И. Колчунов¹, С.Ю. Савин¹, М.А. Амелина^{1*}¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*

* margo.dremova@mail.ru

Ключевые слова: устойчивость, кручение, сжатие, колонна, железобетонные конструкции

История статьи

Поступила в редакцию: 01.08.2024

Доработана: 20.08.2024

Принята к публикации: 28.08.2024

Для цитирования

Колчунов В.И., Савин С.Ю., Амелина М.А. Устойчивость железобетонных колонн, подверженных сжатию с кручением в особой расчетной ситуации // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 7. № 3. С. 12–23.

Аннотация. Изучено влияние процента армирования и класса прочности бетона по сжатию на устойчивость железобетонных элементов при различных соотношениях продольной силы и крутящего момента. Для целей исследования использовано численно-аналитическое решение для стержневых железобетонных элементов, учитывающее изменение жесткости при комбинированном действии продольной сжимающей силы и крутящего момента с учетом нелинейной связи между напряжениями и деформациями по Model Code и изменения прочности и деформативности бетона при сложном напряженно-деформированном состоянии по модели Г.А. Гениева. Для исследуемых железобетонных элементов построены границы области устойчивости при комбинированном действии продольной сжимающей силы и крутящего момента. Показано, что при комбинированном нагружении продольной силой и крутящим моментом для малых значений продольной силы N следует ожидать разрушение от потери прочности сечений при действии крутящего момента M . Для подверженных сжатию с кручением элементов из бетонов разных классов прочности по сжатию, но с близкими значениями эффективного процента армирования α_s , установлено снижение безразмерной продольной силы α_n и безразмерного крутящего момента α_m по мере роста класса прочности бетона.

Stability of Reinforced Concrete Columns Subjected to Compression with Torsion under Accidental Action

Vitaly I. Kolchunov¹, Sergei Yu. Savin¹, Margarita A. Amelina^{1*}¹ *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*

* margo.dremova@mail.ru

Виталий Иванович Колчунов, академик РААСН, профессор, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций Национального исследовательского Московского государственного строительного университета (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

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; E-mail: margo.dremova@mail.ru

Маргарита Андреевна Амелина, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, E-mail: margo.dremova@mail.ru

© Колчунов В.И., Савин С.Ю., Амелина М.А., 2024



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

Keywords: stability, torsion, compression, column, reinforced concrete structures

Article history

Received: 01.08.2024

Revised: 20.08.2024

Accepted: 28.08.2024

For citation

Kolchunov V.I., Savin S.Yu., Amelina M.A. Stability of Reinforced Concrete Columns Subjected to Compression with Torsion under Accidental Action. *Reinforced concrete structures*. 2024; 3(7): 12-23.

Abstract. The effect of reinforcement ratio and compressive strength of concrete on the stability of reinforced concrete elements at different ratios of longitudinal force to torque is examined. For the purposes of the study, an analytical solution is used for reinforced concrete bars, which takes into account the change in stiffness under the combined action of axial compressive force and torque, considering the nonlinear relationship between stresses and strains according to Model Code and the change in strength and deformability of concrete under complex stress-strain state according to the model of G.A. Geniev. For the reinforced concrete elements considered in the study, the stability region boundaries for the combined action of the axial compressive force and torque are plotted. It is shown that at combined loading by axial force and torque for small values of axial force N one should expect failure due to loss of strength of sections under the action of torque M_t . For elements made of concrete of different compressive strength classes, but with close values of effective reinforcement ratio α_s , the dimensionless axial force α_n and dimensionless torque α_m decrease as the concrete strength class increases.

ВВЕДЕНИЕ

В связи со случаями обрушений зданий, приведших к массовым жертвам [1–3], в начале 2000-х гг. в нормы проектирования ряда стран мира, включая Россию, были включены требования по учету особой расчетной ситуации [4–9], имеющей малую вероятность возникновения и небольшую продолжительность, но являющейся важной с точки зрения последствий [10]. В качестве стратегий защиты несущих систем зданий от обрушения в особой расчетной ситуации выделяют следующие: проектирование ключевых элементов таким образом, чтобы они были способны воспринимать аварийные воздействия [4, 5, 8, 9]; устройство дополнительных горизонтальных и (или) вертикальных связей [4, 5, 8, 9]; обеспечение передачи нагрузок по альтернативным путям в случае начального локального разрушения одного из несущих элементов каркаса здания [4–9]; систематический анализ рисков для зданий и сооружений [4, 8, 9]. Учитывая высокий уровень неопределенности, связанный с идентификацией явных и неявных угроз механической безопасности конструктивных систем зданий и сооружений в течение всего срока их эксплуатации, в качестве основной стратегии во всех указанных нормативных документах рассматривается метод передачи нагрузки по альтернативному пути, получивший также в отечественной научной литературе название ситуационного подхода. В рамках этого подхода предполагается проверка способности поврежденной конструктивной системы здания или сооружения сопротивляться распространению разрушений в результате начального локального отказа одного из элементов. Уместно заметить, что в результате перераспределения нагрузок может существенно изменяться напряженно-деформированное состояние несущих элементов в поврежденной конструктивной системе. В частности, вертикальные несущие элементы каркаса могут оказаться в условиях комбинированного действия сжимающей продольной силы и крутящего момента [11].

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

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

Margarita A. Amelina, postgraduate student 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, E-mail: margo.dremova@mail.ru

Применительно к железобетонным сжатым элементам каркасов зданий при аварийном догружении крутящим моментом следует ожидать снижения несущей способности по продольной силе. Кроме того, наблюдается тенденция по более широкому внедрению в строительную практику высокопрочных бетонов и проектирования из них «изящных» железобетонных элементов с большой гибкостью. Это выводит на первый план проблемы, связанные с учетом влияния геометрической нелинейности деформирования и обеспечением устойчивости.

В научной литературе представлены результаты исследований несущей способности и жесткости железобетонных элементов при комбинированном действии изгибающих моментов, продольных сил и крутящего момента. В частности, сопротивление железобетонных несущих элементов рамных каркасов зданий при сложном напряженно-деформированном состоянии, вызванном изгибом с кручением, было исследовано Вл.И. Колчуновым и др. [12–14]. В этих работах на основе экспериментальных данных были сформулированы исходные предпосылки и гипотезы, позволившие получить в замкнутом виде решение задачи по определению напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при сложном напряженном состоянии с учетом аппроксимации расчетного сечения малыми квадратами. В исследованиях [12, 15] была выявлена специфика деформирования и разрушения железобетонных элементов из высокопрочного бетона, состоящая в образовании единичной (дискретной) трещины и узком диапазоне изменения нагрузок от достижения предельного состояния эксплуатационной пригодности до предельного состояния несущей способности.

В исследованиях Lei et al. [16] установлено влияние интенсивности поперечного армирования на трещиностойкость железобетонных элементов из базальтофибробетона при изгибе с кручением. Трехосное напряженно-деформированное состояние, создаваемое в таких элементах, приводило к повышению трещиностойкости. Deng [17] вместе с соавторами предложили расчетную модель железобетонного элемента, подверженного сжатию с кручением с учетом наличия спиральной пространственной трещины. В исследовании было выявлено снижение несущей способности элемента при комбинированном действии сжимающей силы и кручения. Аналогичные результаты снижения несущей способности по мере роста крутящего момента были экспериментально установлены Chen et al. [18] для железобетонных колонн и Selmy & El-Salakawi [19] для модели стеклофибробетонной опоры. Причем крутильная жесткость снижалась быстрее изгибной. Следует заметить, что в представленных исследованиях принятые гибкости элементов не оказывали существенного влияния на их продольный изгиб. Вопросы устойчивости железобетонных элементов при кратковременных и длительных нагрузках рассмотрены в исследованиях Р.С. Санжаровского и А.Д. Беглова [20, 21], А.Г. Тамразяна [22] и др. Однако в этих работах не рассматривалось влияние на устойчивость комбинированного действия продольной силы и крутящего момента, а также снижение жесткости при сложном напряженно-деформированном состоянии — сжатии с кручением.

В работе [23] было предложено аналитическое решение и рассмотрен пример расчета устойчивости стержневого железобетонного элемента при сжатии с кручением с учетом снижения изгибной и крутильной жесткости при сложном напряженном состоянии. Данное решение может быть использовано для оценки влияния конструктивных параметров и соотношения продольной силы и крутящего момента на устойчивость железобетонных элементов при их аварийном догружении. В связи с этим цель рассматриваемой работы состоит в оценке влияния процента армирования и класса прочности бетона по сжатию на устойчивость железобетонных элементов при различных соотношениях продольной силы и крутящего момента.

МЕТОД

Для исследования приняты железобетонные элементы прямоугольного сечения 100×50 мм длиной 2000 мм, отличающиеся армированием и классом бетона по сжатию. Рассматриваются элементы, армированные продольной арматурой А500С диаметром 8 мм (рис. 1, а) и диаметром 6 мм (рис. 1, б), а также бетоны В40, В80, В120 (таблица). Граничные условия предполагают жесткую заделку на одном конце и шарнирное закрепление на противоположном, допускающее свободное кручение. К шарнирно закрепленному сечению элемента прикладывается сосредоточенная продольная сила и крутящий момент (рис. 1, с). Выбранные размеры элемента предполагают последующее изготовление и экспериментальное исследование моделей для подтверждения достоверности исходных предпосылок.

Масштабный эффект в данном исследовании не учитывается. Как было показано Bazant [24], масштабный эффект оказывает влияние на картину трещинообразования и распространения повреждений в отдельных элементах, однако механизмы разрушения элементов модели и реального объекта достаточно похожи. Таким образом, использование масштабных моделей объектов допустимо для анализа механизмов их разрушения и оценки применимости критериев несущей способности.

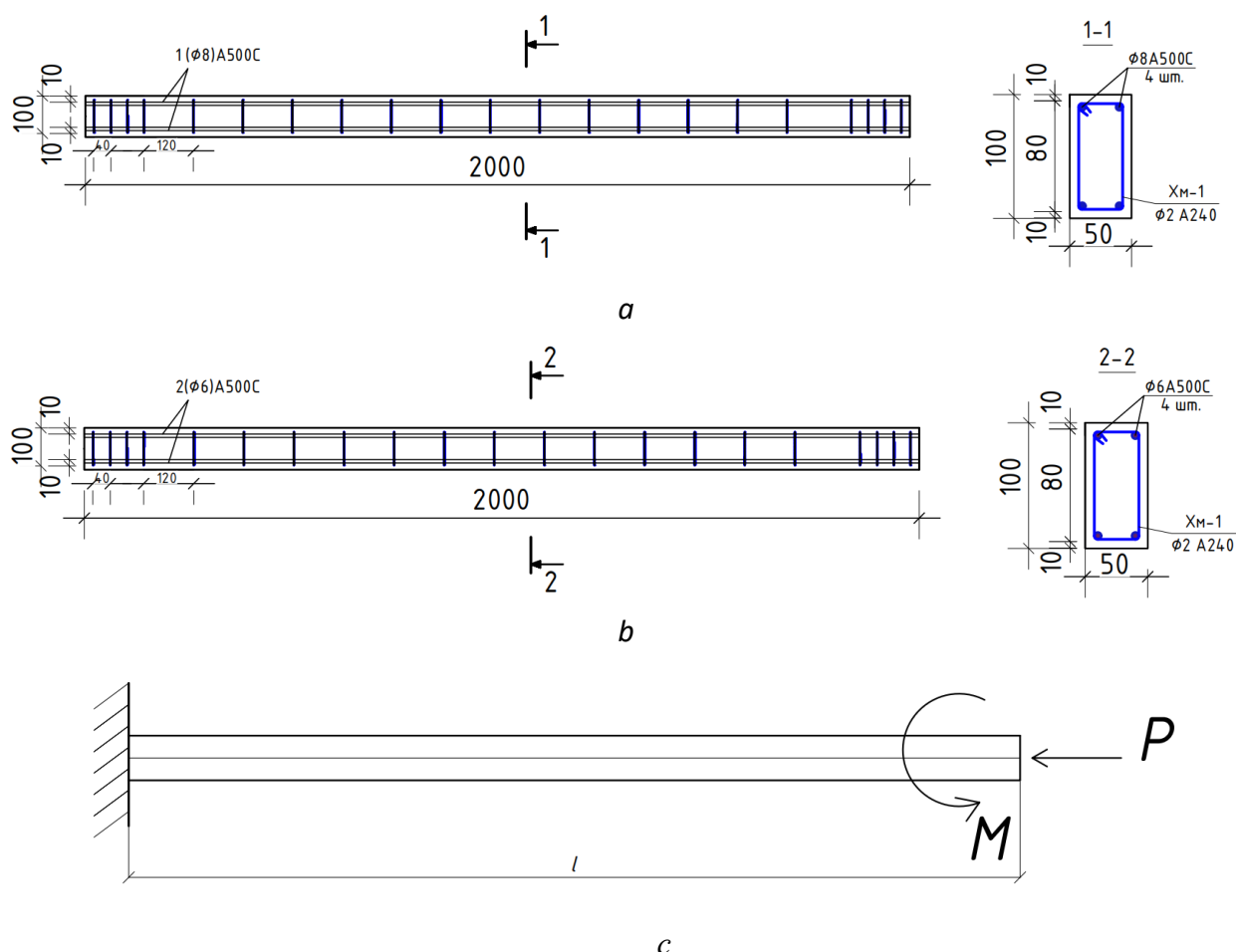


Рис. 1. Схема армирования железобетонных колонн (а, б) и их расчетная схема (с)
Fig. 1. Reinforcement scheme of reinforced concrete columns (a, b) and their design scheme (c)

Для численно-аналитического исследования устойчивости рассматриваемых элементов при варьировании соотношения между продольной силой и крутящим моментом используются исходные предпосылки и решение, приведенные в работе [23] и состоящие в следующем:

- потеря устойчивости рассматривается с позиции смены формы равновесия упругопластического стержневого элемента (бифуркационный критерий);
- до момента потери устойчивости в элементе предполагается отсутствие трещин;
- влияние стесненной деформации сечений не учитывается на расстоянии от опорных закреплений, превышающих размер сечения;
- для описания деформирования бетона при сложном напряженно-деформированном состоянии, вызванном сжатием с кручением, используются зависимости напряжений от деформаций по [25] в сочетании с критерием прочности при трехосном напряженно-деформированном состоянии по Г.А. Гениеву [26].

Конструктивные параметры железобетонных элементов
Design parameters of reinforced concrete elements

Класс бетона Concrete grade	B120	B80	B40
Диаметр арматуры A500C Rebar diameter A500C	ø8		
Величина критической силы, кН Critical force value, kN	$P_{cr} = 156,15$	$P_{cr} = 135,90$	$P_{cr} = 120,60$
Диаметр арматуры A500C Rebar diameter A500C	ø6		
Величина критической силы, кН Critical force value, kN	$P_{cr} = 143,10$	$P_{cr} = 124,20$	$P_{cr} = 108,00$

Для учета касательных напряжений от кручения стержневого элемента используется функция напряжений Φ , удовлетворяющая граничным условиям на контуре сечения:

$$\Phi = A \left(z^2 - \frac{b^2}{4} \right) \left(y^2 - \frac{h^2}{4} \right), \tag{1}$$

где b, h — размеры поперечного сечения элемента; z, y — координаты произвольной точки сечения, отсчитываемые от его геометрического центра; параметр A , согласно [23], определяется из выражения:

$$A = \frac{-\frac{E_{c1} \cdot \theta}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{k \cdot \varepsilon_{c1} - \varepsilon}{\varepsilon_{c1} + (k - 2) \cdot \varepsilon}}{\left(z^2 - \frac{b^2}{4} \right) + \left(y^2 - \frac{h^2}{4} \right)}, \tag{2}$$

где E_{c1} — модуль деформации при напряжениях, равных пределу прочности по сжатию, принимаемый по [25]; ν — коэффициент Пуассона; k — отношение начального модуля упругости бетона к E_{c1} ; ε_{c1} — относительная деформация при напряжениях, равных пределу прочности по сжатию, принимаемые по [25]; ε — относительная деформация в произвольной точке сечения.

Для принятой функции напряжений (1) выполняются условия:

$$\tau_{xy} = -\frac{\partial \Phi}{\partial z}; \quad \tau_{xz} = \frac{\partial \Phi}{\partial y}, \tag{3}$$

где τ_{xy}, τ_{xz} — касательные напряжения от действия крутящего момента.

Деформированное состояние стержневого элемента при сжатии с кручением описывается системой дифференциальных уравнений (4):

$$\begin{cases} D_z \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -M_t \cdot \frac{\partial w}{\partial x} - P \cdot v; \\ D_y \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -M_t \cdot \frac{\partial v}{\partial x} - P \cdot w, \end{cases} \quad (4)$$

где v, w — перемещения вдоль осей y и z стержневого элемента; P, M_t — продольная сила и крутящий момент; D_z, D_y — изгибные касательно-модульные жесткости сечения элемента относительно соответствующих координатных осей, связанных с геометрическим центром сечения.

Решением уравнения (4) в линеаризованной постановке согласно [27] является следующее выражение:

$$P_{cr} = P_{cr}(M_t) = \frac{4 \cdot D_{\min}^2 \cdot \pi^2 - M_t^2 \cdot l_0^2}{4 \cdot l_0^2 \cdot D_{\min}}, \quad (5)$$

где l_0 — расчетная длина элемента.

В отличие от известного решения для упругих стержней [27] в (5) применительно к железобетонным элементам вводится минимальная касательно-модульная жесткость сечений $D_{\min}$, определяемая, согласно [23], для деформированного состояния элемента по формуле:

$$\begin{aligned} D_{\min} &= D_{\min}(P, M_t) \\ &= \iint_{F_1} \frac{d}{d\varepsilon} \left(E_{c11} \cdot \frac{k_1 \cdot \varepsilon_{c11} - \varepsilon}{\varepsilon_{c11} + (k_1 - 2) \cdot \varepsilon} \right) \cdot y^2 dz dy + \dots \\ &+ \iint_{F_n} \frac{d}{d\varepsilon} \left(E_{c1n} \cdot \frac{k_n \cdot \varepsilon_{c1n} - \varepsilon}{\varepsilon_{c1n} + (k_n - 2) \cdot \varepsilon} \right) \cdot y^2 dz dy + E_s \cdot A_{s,tot} \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right)^2, \end{aligned} \quad (6)$$

где k_n — коэффициент, равный отношению начального модуля упругости бетона к модулю деформации при напряжениях, равных пределу прочности по сжатию; ε_{c1n} — относительные деформации бетона при напряжениях, равных пределу прочности по сжатию. Параметры k_n, ε_{c1n} принимаются постоянными в пределах каждого из малых квадратов, которыми разбивается сечение, и учитывают изменение прочности бетона при трехосном напряженном состоянии согласно критериям прочности по Г.А. Гениеву [26].

Из (5) критический момент при фиксированной сжимающей силе P может быть определен по формуле:

$$M_{t,cr} = 2 \cdot \left(D_{\min} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot D_{\min}}{l^2} - P \right) \right)^{0,5}. \quad (7)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Результаты численно-аналитического расчета устойчивости железобетонных элементов (табл.) при варьировании прочности бетона, процента продольного армирования и соотношения продольной силы и крутящего момента приведены на рис. 2–4.

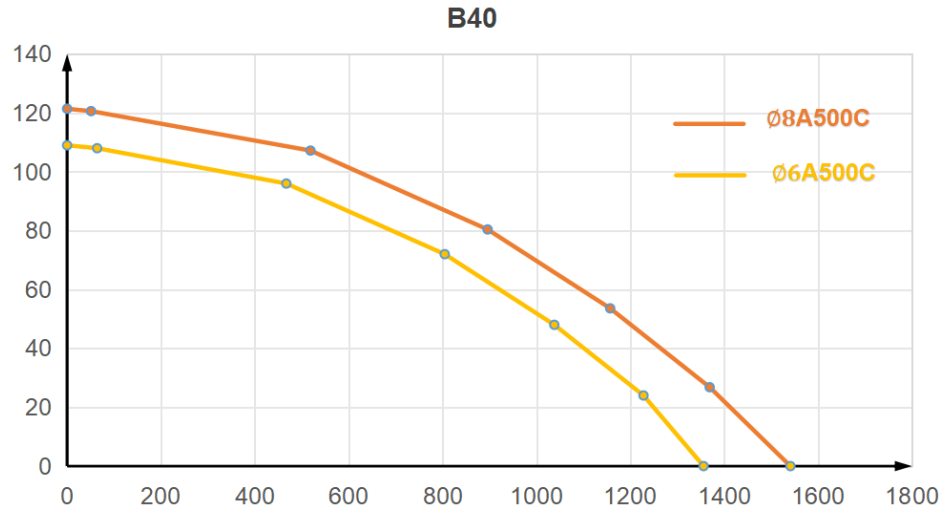


Рис. 2. Диаграммы зависимости величины критической силы от крутящего момента для железобетонного элемента из бетона класса B40

Fig. 2. Diagrams of critical force versus torque for a reinforced concrete element made of concrete of class B40

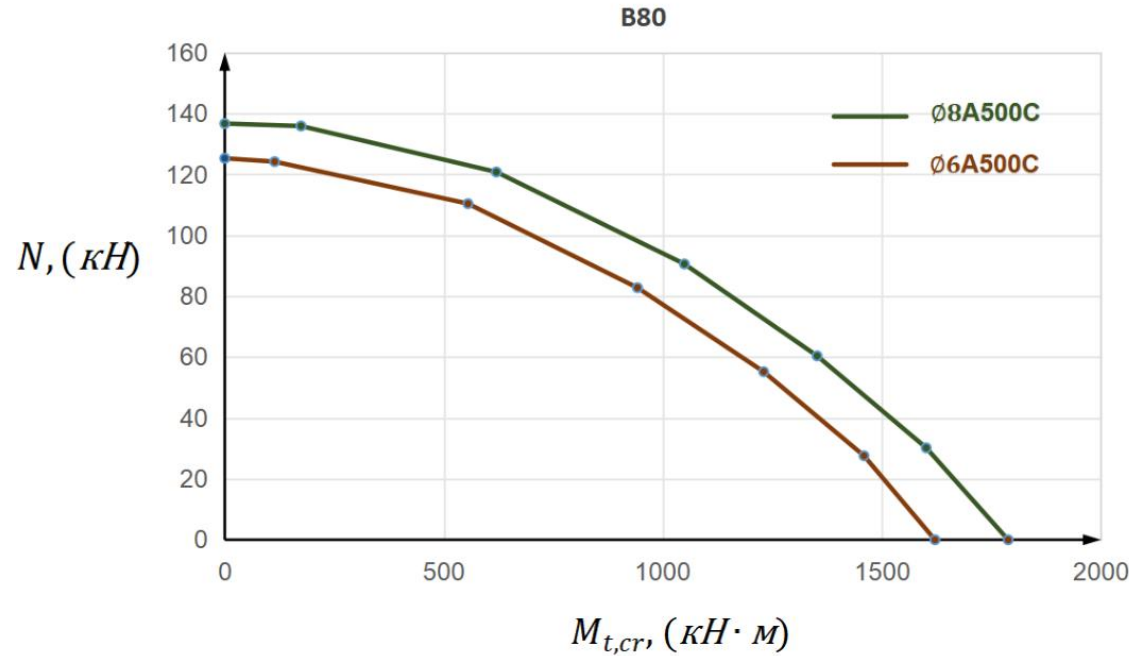


Рис. 3. Диаграммы зависимости величины критической силы от крутящего момента для железобетонного элемента из бетона класса B80

Fig. 3. Diagrams of critical force versus torque for a reinforced concrete element made of concrete of class B80

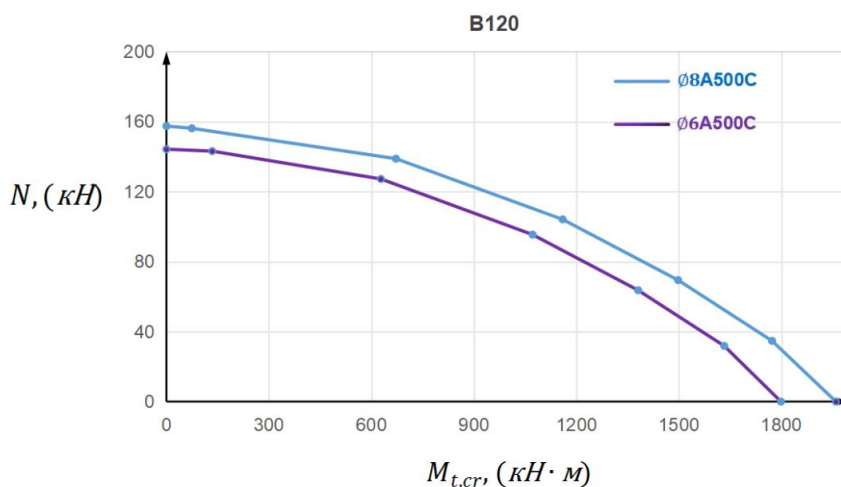


Рис. 4. Диаграммы зависимости величины критической силы от крутящего момента для железобетонного элемента из бетона класса В120

Fig. 4. Diagrams of critical force versus torque for a reinforced concrete element made of concrete of class B120

Приведенные на рис. 2–4 диаграммы зависимости величины критической силы от крутящего момента представляют собой границы области устойчивости рассматриваемых железобетонных элементов при сжатии с кручением. Увеличение процента армирования и класса бетона по прочности на сжатие ожидаемо привели к увеличению значений критических сил в абсолютных величинах. Однако из рис. 4 видно, что влияние процента армирования для элементов из высокопрочного бетона класса В120 было менее значительным, чем для бетонов В40 и В80: кривые $N - M_t$ для Ø6 и Ø8 оказались ближе друг к другу. Следует отметить, что потеря устойчивости рассматриваемых элементов по бифуркационному критерию при отсутствии сжимающей продольной силы согласно диаграммам на рис. 2–4 происходит при значениях крутящего момента, превышающих прочность пространственных сечений по СП 63.13330. Из этого следует, что при малых значениях N можно ожидать разрушение от потери прочности сечений при действии крутящего момента M_t .

Для возможности сопоставления на рис. 5 результаты расчета представлены в безразмерных координатах (безразмерная продольная сила α_n — безразмерный крутящий момент α_m) при различных значениях эффективного процента армирования α_s . Безразмерные параметры, принятые на рис. 5, связаны с абсолютными величинами продольных сил N , крутящих моментов M_t и процентом армирования $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$ следующими соотношениями:

$$\begin{aligned}\alpha_n &= \frac{N}{f_c \cdot b \cdot h_0}; \\ \alpha_m &= \frac{M_t}{f_c \cdot b \cdot h_0^2}; \\ \alpha_s &= \frac{f_y \cdot A_s}{f_c \cdot b \cdot h_0},\end{aligned}\tag{8}$$

где f_c — прочность бетона при одноосном сжатии; f_y — предел текучести стали.

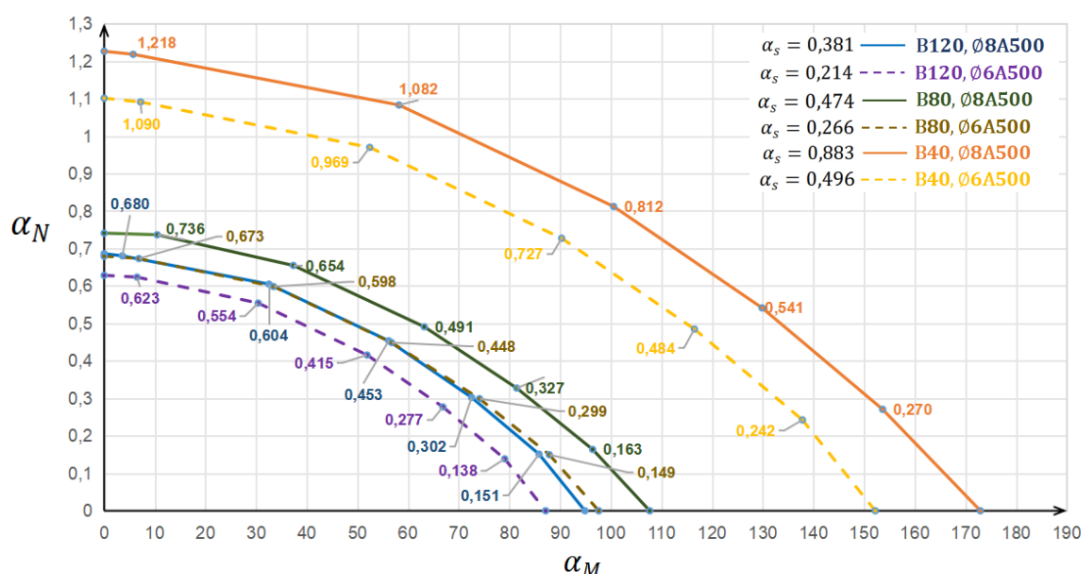


Рис. 5. Диаграммы зависимости величины критической силы от крутящего момента для железобетонных элементов в безразмерных координатах при различных значениях эффективного процента армирования
Fig. 5. Diagrams of critical force versus torque for reinforced concrete elements in dimensionless coordinates at different values of effective percentage of reinforcement

Из рис. 5 видно, что в относительных координатах границы области устойчивости железобетонных элементов, подверженных сжатию с кручением, пропорциональны эффективному проценту армирования α_s для каждого из рассмотренных классов бетона по прочности на сжатие по отдельности. Однако рассматривая бетоны разных классов прочности с близкими значениями α_s , можно видеть снижение безразмерной продольной силы α_n и безразмерного крутящего момента α_m по мере роста класса бетона по прочности на сжатие.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основе численно-аналитического решения выполнена оценка влияния процента армирования и класса прочности бетона по сжатию на устойчивость железобетонных элементов при различных соотношениях продольной силы и крутящего момента.

Для рассмотренных в исследовании железобетонных элементов построены границы области устойчивости при комбинированном действии продольной сжимающей силы и крутящего момента. При этом расчетные значения усилий при потере устойчивости по бифуркационному критерию в области больших значений крутящих моментов превышают прочность пространственных сечений. Таким образом, при комбинированном нагружении продольной силой и крутящим моментом для малых значений продольной силы N можно ожидать разрушение от потери прочности сечений при действии крутящего момента M_t .

Установлено, что для подверженных сжатию с кручением элементов из бетонов разных классов прочности по сжатию, но с близкими значениями эффективного процента армирования α_s происходит снижение относительного значения продольной силы α_n и относительного значения крутящего момента α_m по мере роста класса прочности бетона.

БЛАГОДАРНОСТИ

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

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions // J Eng Mech. 2007. Vol. 133. No. 3. Pp. 308–319.
2. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads // AEI 2006: Building Integration Solutions — Proceedings of the 2006 Architectural Engineering National Conference. 2006. Vol. 2006. P. 32.
3. 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.
4. ASCE 76–23. Standard For Mitigation Of Disproportionate Collapse Potential In Buildings And Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2023. 62 p.
5. UFC 4-023–03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. 2016. No. November. Pp. 34–37.
6. General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance Approved For Public Release. Distribution Unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
7. СП 385.132580.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М. : Минстрой России, Стандартинформ, 2018.
8. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium) : CEN, 2006.
9. Строительные правила Республики Беларусь. СП 5.03.01–2020. Бетонные и железобетонные конструкции (Concrete and reinforced concrete structures). Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020.
10. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений : Федеральный закон № 384-ФЗ от 30.12.2009 (ред. от 02.07.2013). М. : Президент Российской Федерации, 2009.
11. Karayannis C.G., Naoum M.C. Torsional behavior of multistory RC frame structures due to asymmetric seismic interaction // Eng Struct. Elsevier, 2018. Vol. 163. No. July 2017. Pp. 93–111.
12. Kolchunov V.I. Deplanation hypotheses for angular deformations in reinforced concrete structures under combined torsion and bending // Building and reconstruction. 2022. Vol. 100. No. 2. Pp. 3–12.
13. Kolchunov V.I., Demyanov A.I., Protchenko M.V. Moments in reinforced concrete structures under bending with torsion // Building and reconstruction. 2021. Vol. 95. No. 3. Pp. 27–46.
14. Kolchunov V., Dem'yanov A., Protchenko M. The new hypothesis angular deformation and filling of diagrams in bending with torsion in reinforced concrete structures // Journal of Applied Engineering Science. 2021. Vol. 19. No. 4. Pp. 972–979.
15. Kolchunov V.I., Dem'yanov A.I. The modeling method of discrete cracks in reinforced concrete under the torsion with bending // Magazine of Civil Engineering. St-Petersburg State Polytechnical University, 2018. Vol. 81. No. 5. Pp. 160–173.
16. Lei Y. et al. Comparison of torsional damage and size effects of BFRP- and steel-reinforced concrete beams with different stirrup ratios // Eng Struct. 2023. Vol. 285. P. 116042.
17. Deng J., Cao S., Peng Z. Crack-based model for seismic behaviour of concrete columns under combined compression-bending and torsion // Structures. 2023. Vol. 56. P. 104998.
18. Chen Y. et al. Bending restoring force model of angle-steel reinforced concrete columns under combined torsion // Structures. 2023. Vol. 55. Pp. 2186–2198.
19. Selmy Y.M., El-Salakawy E.F. Behaviour of circular concrete bridge columns internally reinforced with GFRP under reversed-cyclic loading including torsion // Structures. 2024. Vol. 59. P. 105680.
20. Беглов А.Д., Санжаровский П.С. Теория расчета железобетонных конструкций на прочность и устойчивость. Современные нормы и евростандарты. М. : АСВ, 2006. 218 p.
21. Санжаровский П.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести. Л. : Изд-во Ленинградского университета, 1984. 217 p.
22. Тамразян А.Г. К устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с малым эксцентриситетом с учетом реологических свойств бетона // Железобетонные конструкции. 2023. Vol. 2. № 2. Pp. 48–57.

23. Kolchunov V.I., Savin S.Y., Amelina M.A. Stability of a reinforced concrete column under compression with torsion caused by accidental action // *Building and Reconstruction*. 2024. No. 2. Pp. 59–73.
24. Bažant Z.P., Kwon Y.W. Failure of slender and stocky reinforced concrete columns: tests of size effect // *Materials and Structures*. 1994. Vol. 27. Pp. 79–90. DOI: 10.1007/BF02472825
25. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
26. Гениев Г.А., Кисюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М. : Стройиздат, 1974. 316 с.
27. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. М. : Изд-во «Наука», 1967. 984 с.

REFERENCES

1. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions. *J Eng Mech*. 2007; 133(3):308-319.
2. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads. *AEI 2006: Building Integration Solutions — Proceedings of the 2006 Architectural Engineering National Conference*. 2006; 2006:32.
3. Kong X., Smyl D. Investigation of the condominium building collapse in Surfside, Florida : a video feature tracking approach. *Structures*. 2022; 43:533-545.
4. ASCE 76–23. Standard For Mitigation Of Disproportionate Collapse Potential In Buildings And Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2023; 62.
5. UFC. UFC 4-023–03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. 2016; November:34-37.
6. General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance Approved For Public Release. Distribution Unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
7. Building Code of Russian Federation. SP 385.132580.2018. Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements. Moscow, Ministry of RF, Standardinform, 2018. (in Russian).
8. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: Eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium), CEN, 2006.
9. Building Code of Belarus Republic SP 5.03.01–2020. Concrete and reinforced concrete structures. Minsk, Ministry of Architecture and Construction of Belarus Republic, 2020. (in Russian).
10. Technical Regulations on the Safety of Buildings and Structures : Federal Law No. 384-FZ dated 30.12.2009 (ed. Available on 02.07.2013). Moscow, President of RF, 2009. (in Russian).
11. Karayannis C.G., Naoum M.C. Torsional behavior of multistory RC frame structures due to asymmetric seismic interaction. *Eng Struct. Elsevier*. 2018; 163(July 2017):93-111.
12. Kolchunov V.I. Deplanation hypotheses for angular deformations in reinforced concrete structures under combined torsion and bending. *Building and reconstruction*. 2022; 100(2):3-12.
13. Kolchunov V.I., Demyanov A.I., Protchenko M.V. Moments in reinforced concrete structures under bending with torsion. *Building and reconstruction*. 2021; 95(3):27-46.
14. Kolchunov V., Dem'yanov A., Protchenko M. The new hypothesis angular deformation and filling of diagrams in bending with torsion in reinforced concrete structures. *Journal of Applied Engineering Science*. 2021; 19(4):972-979.
15. Kolchunov V.I., Dem'yanov A.I. The modeling method of discrete cracks in reinforced concrete under the torsion with bending. *Magazine of Civil Engineering*. St-Petersburg State Polytechnical University, 2018; 81(5):160-173.
16. Lei Y. et al. Comparison of torsional damage and size effects of BFRP- and steel-reinforced concrete beams with different stirrup ratios. *Eng Struct*. 2023; 285:116042.
17. Deng J., Cao S., Peng Z. Crack-based model for seismic behaviour of concrete columns under combined compression-bending and torsion. *Structures*. 2023; 56:104998.
18. Chen Y. et al. Bending restoring force model of angle-steel reinforced concrete columns under combined torsion. *Structures*. 2023; 55:2186-2198.

19. Selmy Y.M., El-Salakawy E.F. Behaviour of circular concrete bridge columns internally rein-forced with GFRP under reversed-cyclic loading including torsion. *Structures*. 2024; 59:105680.
20. Beglov A.D., Sanzharovsky R.S. Theory of calculation of reinforced concrete structures for strength and stability. *Modern Norms and Eurostandards*. Moscow, ASV, 2006; 218. (in Russian).
21. Sanzharovsky R.S. *Stability of elements of building structures under creep*. Leningrad, Leningrad University Publishing House, 1984; 217. (in Russian).
22. Tamrazyan A.G. To stability of the eccentrically compressed reinforced concrete elements with small eccentricity taking into account the rheological properties of concrete. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 2(2):48-57. (in Russian).
23. Kolchunov V.I., Savin S.Y., Amelina M.A. Stability of a reinforced concrete column under compression with torsion caused by accidental action. *Building and Reconstruction*. 2024; 2:59-73.
24. Bažant Z.P., Kwon Y.W. Failure of slender and stocky reinforced concrete columns: tests of size effect. *Materials and Structures*. 1994; 27:79-90.
25. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
26. Geniyev G.A., Kisyuk V.N., Tyupin G.A. *Plasticity theory of concrete and reinforced concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1974; 316. (in Russian).
27. Volmir A.S. *Stability of deformable systems*. Moscow, Nauka Publishing House, 1967; 984. (in Russian).



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.24-33

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Деформирование бетона при динамическом нагружении с учетом начальных напряжений и ползучести

С.Ю. Савин^{1*}, М.З. Шарипов¹¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

* suwin@yandex.ru

Ключевые слова: бетон, нелинейность, ползучесть, усадка, динамическое упрочнение, прогрессирующее обрушение

История статьи

Поступила в редакцию: 30.07.2024

Доработана: 05.09.2024

Принята к публикации: 07.09.2024

Для цитирования

Савин С.Ю., Шарипов М.З. Деформирование бетона при динамическом нагружении с учетом начальных напряжений и ползучести // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 7. № 3. С. 24–33.

Аннотация. В особых расчетных ситуациях режим нагружения железобетонных конструкций зданий и сооружений включает два характерных этапа: первый — длительное деформирование при постоянной или медленно меняющейся во времени нагрузке; второй — деформирование при быстро меняющейся нагрузке высокой интенсивности. Целью представленного исследования являлось выявление особенностей напряженно-деформированного состояния бетона при двухстадийном статико-динамическом нагружении, вызванном аварийной ситуацией. Для достижения указанной цели были выполнены экспериментальные исследования бетонных образцов в виде призм при различных режимах нагружения, включающих квазистатическое и динамическое нагружение. При этом также рассматривалось влияние наличия или отсутствия этапа нагружения длительной нагрузкой. Показано, что длительное нагружение при уровне напряжений 0,6 от предела прочности оказало положительное влияние на прочность бетона как при квазистатических испытаниях, так и при динамическом нагружении. Коэффициент упрочнения при квазистатических испытаниях составил 1,07 для образцов первой серии и 1,10 для образцов второй серии. Динамическое упрочнение составило 1,20 для образцов первой серии и 1,32 для образцов второй серии.

Dynamic Performance of Concrete Considering Initial Stresses and Creep

Sergei Yu. Savin^{1*}, Manonkhodja Z. Sharipov¹¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* suwin@yandex.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
Манонходжа Зарифходжаевич Шарипов, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; E-mail: manonkhoja.sh@bk.ru

© Савин С.Ю., Шарипов М.З., 2024



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

Keywords: Concrete, nonlinearity, creep, shrinkage, dynamic strengthening, progressive collapse

Article history

Received: 30.07.2024

Revised: 05.09.2024

Accepted: 07.09.2024

For citation

Savin S.Yu., Sharipov M.Z. Dynamic Performance of Concrete Considering Initial Stresses and Creep. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 3(7):24-33.

Abstract. In accidental design situations, the loading mode of reinforced concrete structures includes two typical stages such as long-term deformation under constant or slowly varying load and dynamic impact. The purpose of the presented research was to reveal the peculiarities of stress-strain state of concrete under two-stage static-dynamic loading caused by an emergency situation. To achieve this purpose, the experimental investigations of concrete specimens in the form of prisms were carried out under different loading modes, including quasi-static and dynamic loading. The influence of the presence or absence of a long-term loading stage was also considered. It was shown that long-term loading at a stress level of 0.6 of the ultimate strength had a positive effect on the strength of concrete both in quasi-static tests and in dynamic loading. The hardening coefficient in quasi-static tests was 1.07 for the first series specimens and 1.10 for the second series specimens. The dynamic hardening was 1.20 for the first series specimens and 1.32 for the second series specimens.

ВВЕДЕНИЕ

Бетон представляет собой сложный многокомпонентный композиционный материал, который в силу своей структуры обладает комбинацией упругих, хрупких и пластических свойств. Причем соотношение этих свойств может меняться во времени в зависимости от факторов силовых и средовых воздействий, режима нагружения конструкций. В последние годы к числу расчетных ситуаций, проверяемых при проектировании новых или реконструкции существующих зданий с железобетонными каркасами, добавились аварийные ситуации, вызванные внезапными отказами отдельных несущих элементов конструктивных систем. Такие аварийные ситуации представляют опасность для эксплуатируемых объектов, поскольку могут приводить к массовым жертвам в случае частичного или полного обрушения несущей системы здания [1].

Поэтому на этапе проектирования необходимо учесть влияние двухстадийного нагружения, включающего этап деформирования при действии постоянных и длительных эксплуатационных нагрузок, и динамическое догружение в результате структурной перестройки несущей системы сооружения после отказа одного из несущих элементов. Рассматриваемый режим нагружения оказывает влияние на количественные и качественные параметры деформирования железобетонных конструкций и диссипацию энергии. При таком режиме нагружения, как правило, оказывается превышенным уровень напряжений, определяющий границы применимости линейных вязкоупругих моделей бетона при расчете железобетонных конструкций.

В исследованиях сопротивления прогрессирующему обрушению железобетонного каркаса здания, подлежащего сносу [2], скорость деформаций по записям тензометрических датчиков на бетоне находилась в интервале от 10^{-3} до 10^{-2} с^{-1} в зависимости от расстояния до удаляемой колонны. В испытании полномасштабной модели железобетонного каркаса [3] на внезапный отказ угловой колонны время полной разгрузки устройства, моделирующего угловую колонну, составило около 0,1 с по результатам обработки записей показаний тензометрических датчиков. Акселерометры, установленные на конструкциях полномасштабной модели над удаляемой угловой колонной, показали максимальное ускорение вертикальных колебаний $1,08 \text{ g}$ ($g = 9,81 \text{ м/с}^2$). В горизонтальном направлении ускорения колебаний в уровне покрытия достигали $0,45 \text{ g}$.

Sergey 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

Manonkhodja Z. Sharipov, postgraduate student 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; E-mail: manonkhoja.sh@bk.ru

Следуя классификации режимов деформирования бетона [4], режим деформирования при структурной перестройке несущей системы здания после отказа одного из элементов может быть отнесен к средним (intermediate) скоростям деформирования.

Исследования Баженова [5], Гениева [6], Nam et al. [7], Yang Y. et al. [8] и др. указывают, что прочность и предельные деформации бетона при сжатии и растяжении могут возрастать в зависимости от скорости деформации и времени выдержки под нагрузкой. При скорости 10^{-2} с⁻¹ наблюдается увеличение прочности примерно в 1,15 ... 1,3 раз. Также наблюдается увеличение предельных деформаций образцов.

Уместно заметить, что рассмотренные выше результаты исследований не учитывали особенности проявления реологических свойств бетона, связанных с длительной эксплуатацией сооружений. В то же время хорошо известно, что в бетоне железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений во времени развиваются деформации, вызванные усадкой и ползучестью. Также наблюдается рост прочности и начального модуля упругости в результате старения бетона. Levthitch et al. [9] исследовали бетонные образцы в возрасте 20–30 лет, извлеченные из балок и плит вблизи предполагаемых нейтральных осей изгибаемых элементов, а также из колонн, для которых средний уровень напряжений в течение срока эксплуатации оценивался как не более $0,27f_{ck}$ и не более $0,55 f_{ck}$ в условиях сейсмических воздействий. Авторами отмечено увеличение модуля деформаций и снижение деформативности. Таким образом, материал с течением времени стал более хрупким, уменьшился диапазон пластических деформаций.

В бетоне эксплуатируемых железобетонных конструкций во времени может наблюдаться релаксация напряжений [10–12] вследствие развития деформаций ползучести и перераспределения усилия на стержни продольной арматуры, а также другие конструкции в статически неопределимых системах. Отмеченное явление может сказаться на вязкостных свойствах бетона и величине удельной поглощаемой энергии при его динамическом нагружении с учетом наличия начальных напряжений от эксплуатационной нагрузки. При этом для описания сопротивления бетона при длительном нагружении используются схожие вязкоупругие, вязкоупругопластические или нелинейно вязкоупругие модели, построенные путем комбинирования элементов элементарных моделей Максвелла или Фойгта с учетом пластических свойств материала при высоких уровнях напряжений.

Целью представленного исследования являлось выявление особенностей напряженно-деформированного состояния бетона при двухстадийном статико-динамическом нагружении, вызванном аварийной ситуацией.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для испытания были изготовлены две серии образцов в виде кубов $100 \times 100 \times 100$ мм и призмы $70 \times 70 \times 280$ мм. Материалы, принятые для образцов, приведены в табл. 1. Пропорции материалов были подобраны для получения бетона классов прочности по сжатию В30 для образцов первой серии и В40 для образцов второй серии.

После уплотнения бетонной смеси ее твердение происходило во влажных опилках в течение 28 дней, после чего образцы-призмы хранились до проведения эксперимента в нормальных условиях (температура воздуха $t = 20 \pm 2$ °С, влажность 60 ± 5 %) до достижения возраста 90 суток.

Для выявления особенностей напряженно-деформированного состояния бетона железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий при динамическом нагружении каждая из двух серий образцов включала по 21 образцу-призме $70 \times 70 \times 280$ мм и 9 образцов-кубов $100 \times 100 \times 100$ мм. Образцы в виде кубов служили для предварительной оценки прочности бетона при осевом сжатии в возрасте 28, 90 и 270 суток, а также для настройки оборудования при

проведении испытаний призм с учетом методики ГОСТ 10180–2012 и установки фиксированного уровня начальных напряжений $0,6f_{cm}$ для двухстадийных статико-динамических испытаний.

Уровень начальных напряжений в образцах, испытанных на двухстадийное нагружение, был принят $0,6f_{cm}$, основываясь на данных, полученных для образцов эксплуатируемых зданий в работе [9]. С учетом значений частных коэффициентов к нагрузкам и материалам, принимаемым при проектировании, фактические напряжения в конструкциях редко превосходят данный уровень. С другой стороны, учитывая влияние вязкостных свойств на сопротивление бетона при динамическом нагружении, такой уровень напряжений должен позволить нам выявить качественные различия между сопротивлением и диссипацией энергии бетоном при динамическом нагружении при наличии начальных напряжений и в условиях их отсутствия.

Для проведения испытаний на ползучесть образцы в возрасте 90 суток устанавливались в специальный испытательный стенд, конструкция которого представлена на рис. 1. После достижения заявленного уровня напряжений осуществлялась выдержка образцов на 182 суток согласно ГОСТ 24544–2020 [13].

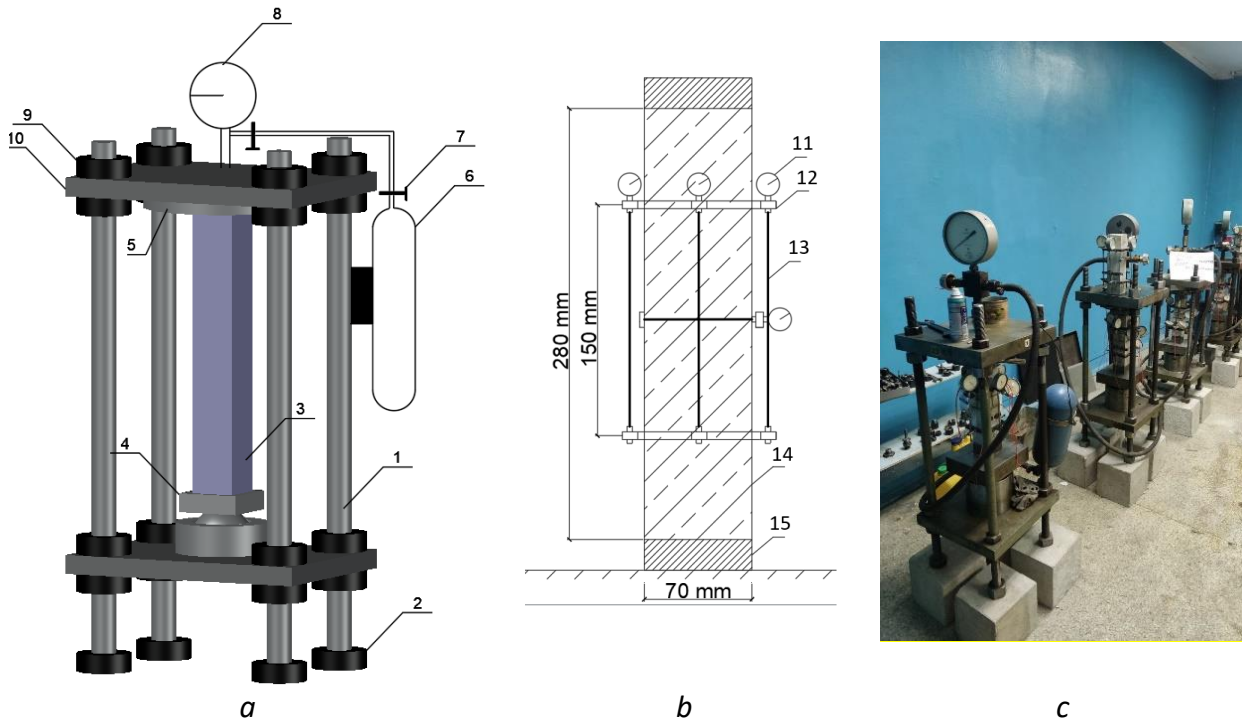


Рис. 1. Измерения ползучести: схема пневмогидравлического устройства для определения меры ползучести (а); схема расстановки измерительных приборов (b); общий вид образцов при испытаниях на ползучесть (с): 1 — стойки; 2 — регулирующие гайки, 3 — образец, 4 — шарнир, 5 — шарнирный гидравлический домкрат, 6 — баллон с инертным газом, 7 — вентиль баллона, 8 — манометр образцовый, 9 — фиксирующие traversу гайки, 10 — traversа, 11 — индикатор часового типа, 12 — рамка для крепления индикаторов, 13 — качающаяся штанга, 14 — образец $70 \times 70 \times 280$ мм, 15 — металлические пластинки

Fig. 1. Creep measurements: scheme of pneumohydraulic device for creep measure determination (a); scheme of measuring devices arrangement (b); general view of specimens during creep tests (c): 1 — stands, 2 — adjusting nuts, 3 — specimen, 4 — joint, 5 — joint hydraulic jack, 6 — balloon with inert gas, 7 — valve of the balloon, 8 — sample pressure gauge, 9 — fixing nuts, 10 — traverse, 11 — clock-type indicator, 12 — frame for fixing indicators, 13 — swinging rod, 14 — sample $70 \times 70 \times 280$ mm, 15 — steel plates

Измерения усадки выполнялись по методике ГОСТ 24544–2020 [13] на ненагруженных образцах в виде призм $70 \times 70 \times 280$ мм, начиная с возраста 90 суток. Образцы, испытываемые на усадку, находились в том же помещении, что и образцы, подверженные испытаниям на ползучесть. В помещении были созданы следующие условия: температура воздуха $t = 20 \pm 2$ °С, влажность — 60 ± 5 %.

Определение параметров диаграммы «напряжения – деформации» образцов в возрасте 270 суток при динамическом нагружении выполнялось на универсальной динамической испытательной машине LabTest 6.500H.5.01.1. Образцы нагружались от уровня условного нуля до разрушения со скоростью напряжений 300–900 МПа/с.

Статико-динамические испытания производились для образцов в возрасте 270 суток. При этом половина образцов предварительно выдерживалась под длительной статической нагрузкой при уровне напряжений $0,6f_{cm}$ в течение 182 суток по методике. Вторая группа образцов до возраста 270 суток не подвергалась действию внешних нагрузок. На первом этапе двухэтапного нагружения в образцах создавался уровень напряжений, равный $(60 \pm 5) \%$ от ожидаемого предела прочности на осевое сжатие. Этот уровень напряжений также соответствовал уровню напряжений в образцах при их испытаниях на ползучесть. После достижения указанного уровня напряжений осуществлялось непрерывное нагружение образца до разрушения при скорости напряжений 300–900 МПа/с.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ИХ АНАЛИЗ

На рис. 2 представлены графики изменения деформаций во времени по результатам испытаний при различных режимах нагружения.

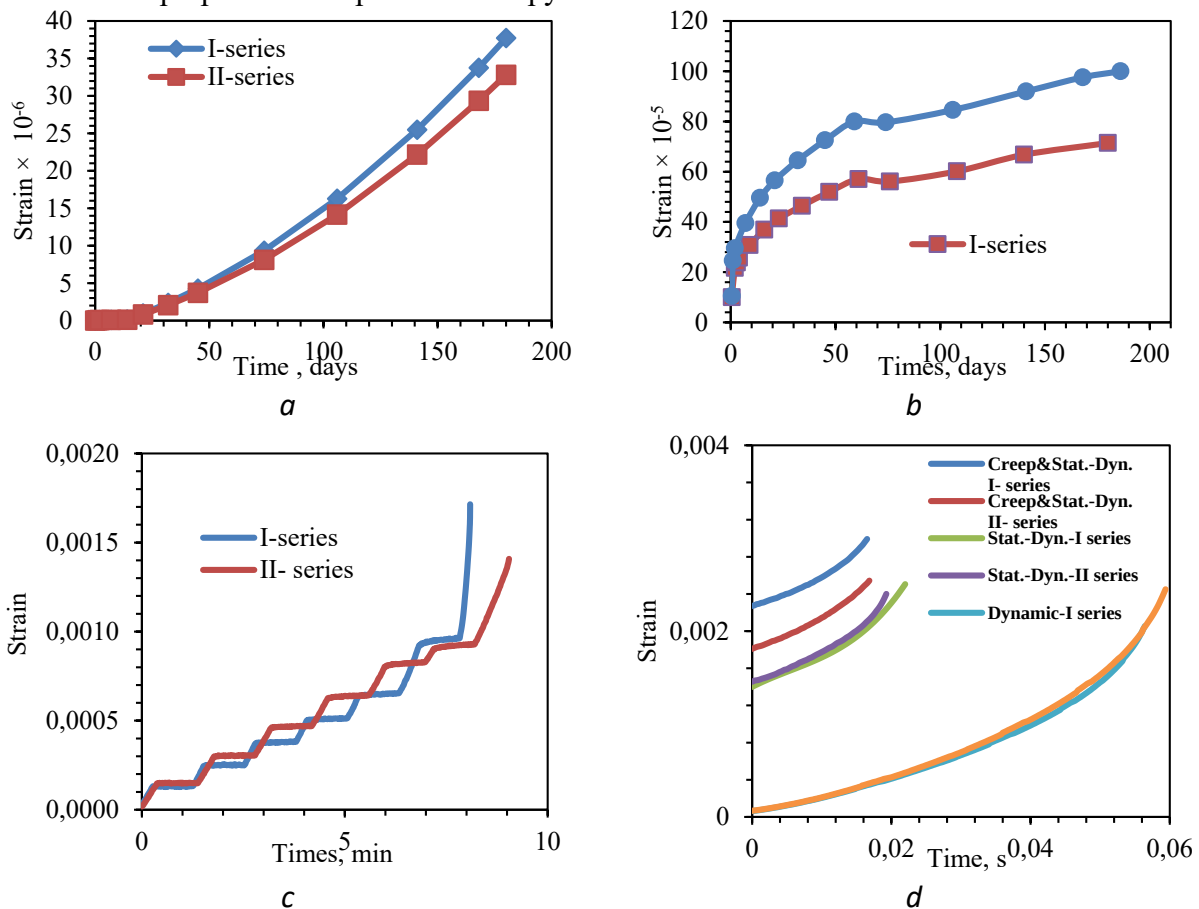


Рис. 2. Изменение деформаций во времени при различных режимах нагружения: деформации усадки (а); деформации ползучести (б); квазистатический режим нагружения (с); динамический режим нагружения (д)
Fig. 2. Change of deformations in time at different loading modes: shrinkage deformations (a); creep deformations (b); quasi-static loading mode (c); dynamic loading mode (d)

Скорость деформаций варьировалась от $1,17 \times 10^{-3}$ до $1,88 \times 10^{-2} \text{ с}^{-1}$ в начале динамического нагружения и возрастала по мере того, как напряжения приближались к пределу прочности материала. Средние скорости деформаций при этом попадали в интервал от 3×10^{-2} до $5 \times 10^{-2} \text{ с}^{-1}$. Полученные значения близки к интервалу скоростей деформаций от 10^{-3} до 10^{-2}

s^{-1} , зафиксированному в исследованиях отклика несущей системы здания отеля Сан-Диего [1], подлежащего сносу.

Средние значения результатов испытания кубов и призм в возрасте 28, 90 и 270 суток при различных режимах нагружения приведены на рис. 3.

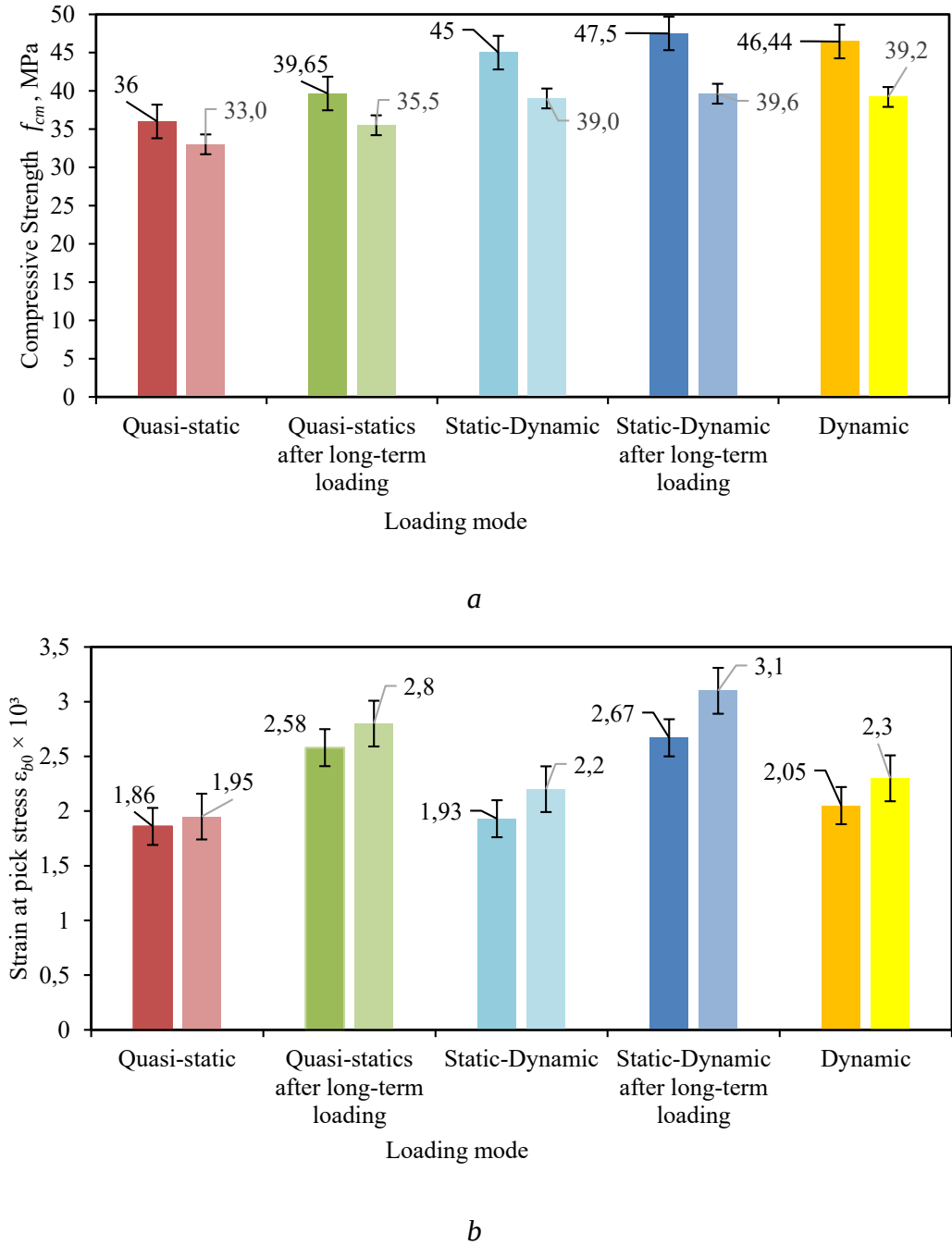


Рис. 3. Влияние длительности выдержки при статической нагрузке: на прочность (а); на деформации при пределе прочности (b)

Fig. 3. Duration of holding time under static loading: on strength (a); on strains at ultimate strength (b)

На рис. 4 представлены диаграммы «напряжения – деформации» при динамическом режиме нагружения.

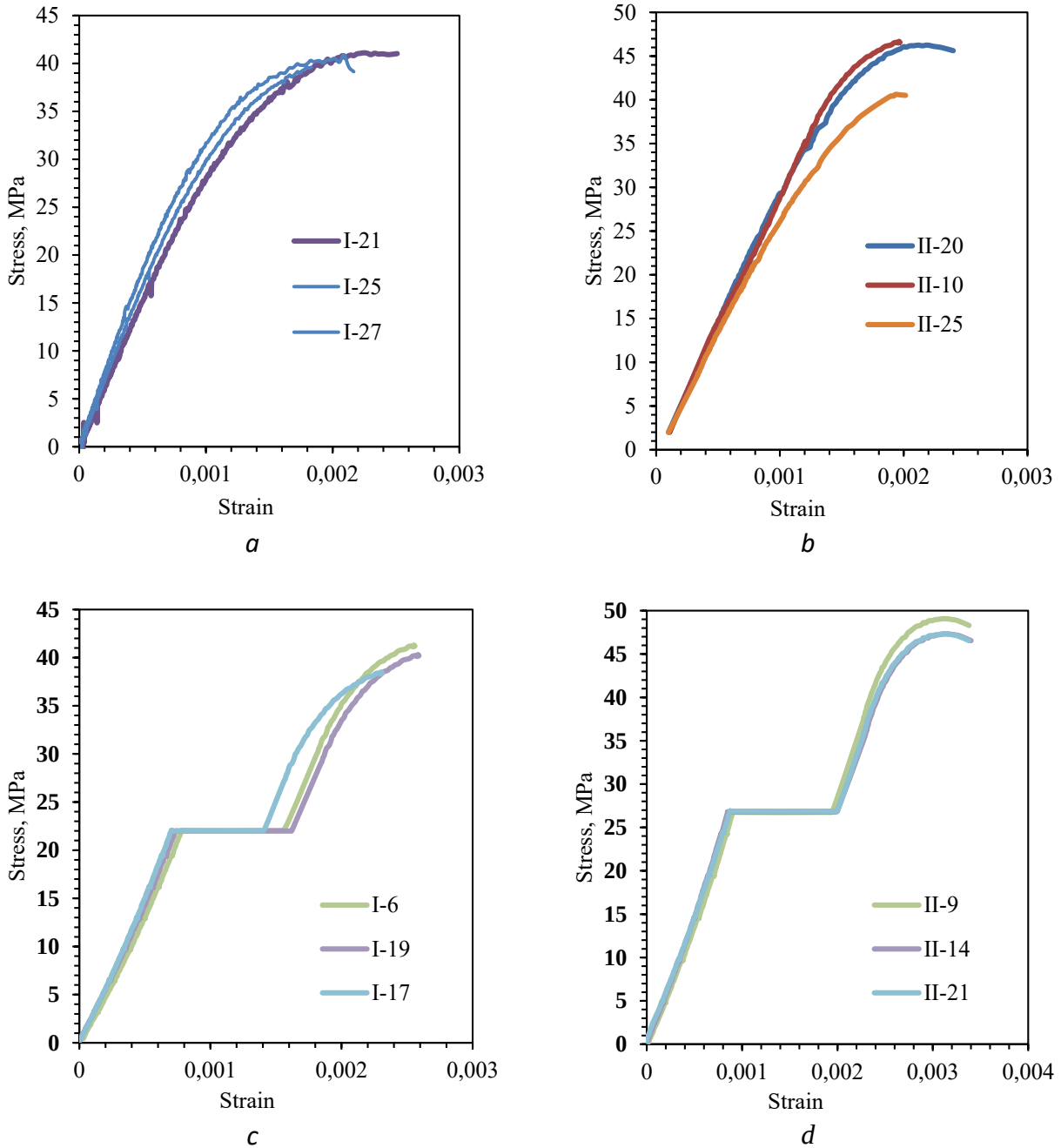


Рис. 4. Диаграммы состояния бетона при динамическом нагружении: *a* — серия I без учета начальных напряжений; *b* — серия II без учета начальных напряжений; *c* — серия I с учетом предварительной выдержки при уровне начальных напряжений $0,6 f_{cm}$; *d* — серия II с учетом предварительной выдержки при уровне начальных напряжений $0,6 f_{cm}$

Fig. 4. Concrete deformation diagrams under dynamic loading: *a* — series I without taking into account initial stresses; *b* — series II without taking into account initial stresses; *c* — series I with taking into account pre-conditioning at initial stress level of $0.6 f_{cm}$; *d* — series II with taking into account pre-conditioning at initial stress level of $0.6 f_{cm}$.

Как видно из данных на рис. 3, 4, ползучесть бетона оказывала положительное влияние на его динамическую прочность. Для образцов-призм серии I прочность в среднем увеличивалась в 1,32 раза с 33 до 39,6 МПа, а для образцов серии II — в среднем в 1,32 раза с 36 до 47,5 МПа. Наблюдаемый эффект имеет ту же природу, что и при статических испытаниях. Деформации при пределе динамической прочности за вычетом деформаций ползучести для

образцов серии I оказались в 1,18 раз больше, чем при квазистатических испытаниях без учета начальных напряжений. Для образцов серии II соответствующие значения уменьшились в 0,89 раз по сравнению с квазистатическими испытаниями, что может быть связано со старением материала.

При статико-динамических испытаниях образцов без длительной выдержки при фиксированном уровне напряжений, вызванных статическим этапом нагружения, прочность возросла в 1,18 и 1,25 раз по сравнению с результатами квазистатических испытаний для образцов серии I и II соответственно. При этом динамическая прочность образцов без учета влияния начальных напряжений была выше, чем по результатам статико-динамических испытаний, и превышала в 1,29 раз прочность при квазистатическом режиме нагружения. Схожий тренд наблюдался и для деформаций, соответствующих пределу прочности.

На рис. 5 приведено сопоставление результатов испытаний при динамическом и статико-динамическом режимах нагружения для образцов 1 и 2 серии, полученных авторами, и бетона различных классов прочности по сжатию, представленных в исследованиях [14–16].

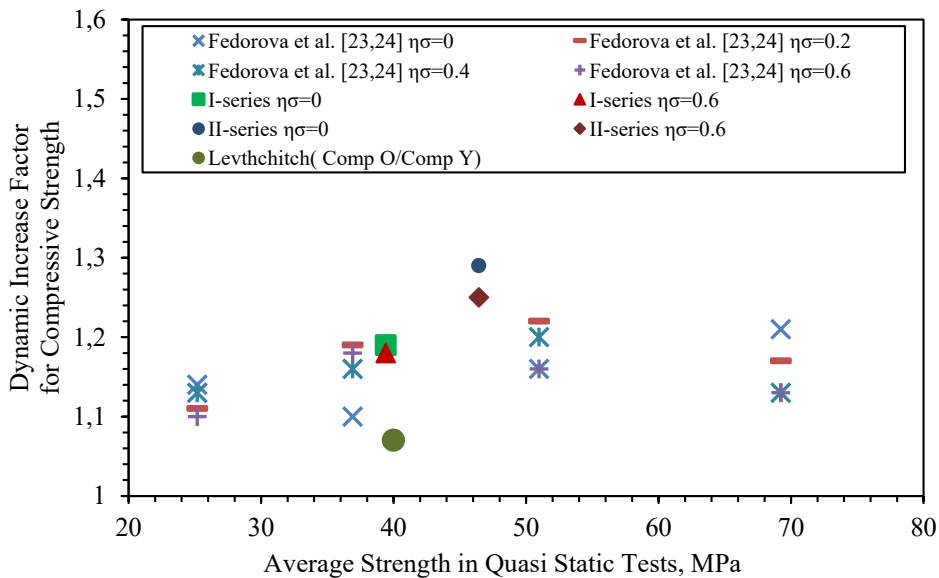


Рис. 5. Сопоставление результатов динамических и статико-динамических испытаний бетона различных классов прочности с данными квазистатических испытаний

Fig. 5. Comparison of the results of dynamic and static-dynamic tests of concrete of different strength classes with the data of quasi-static tests

Полученные результаты согласуются с экспериментальными данными в исследованиях [15, 17]. В частности, в [17] динамическое упрочнение образцов из фибробетона с учетом наличия начальных напряжений составило 1,19, в то время как при динамическом нагружении без учета начальных напряжений эта величина составляла 1,28. При этом необходимо отметить снижение коэффициента динамического упрочнения для бетона после длительной эксплуатации. Так, для бетонных образцов, извлеченных из железобетонных конструкций после 20–30 лет эксплуатации, коэффициент динамического упрочнения составил около 1,07 [9].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании результатов выполненного исследования могут быть сформулированы следующие выводы. Длительное нагружение при уровне напряжений 0,6 от предела прочности оказало положительное влияние на прочность бетона как при квазистатических испытаниях, так и при динамическом нагружении. Коэффициент упрочнения при квазистатических

испытаниях составил 1,07 для образцов первой серии и 1,10 для образцов второй серии. Динамическое упрочнение составило 1,20 для образцов первой серии и 1,32 для образцов второй серии. Это было выше, чем показатели динамического упрочнения образцов без учета выдержки при длительной нагрузке. Выявленный эффект может быть объяснен релаксацией напряжений компонентов структуры бетона с меньшим модулем деформации и перераспределением нагрузки на компоненты с большим модулем, такие как крупный заполнитель.

БЛАГОДАРНОСТИ

Авторы благодарят НИУ МГСУ за поддержку в рамках конкурса грантов на проведение исследований аспирантами (Проект № 02-480/130, приказ 480/130 от 18.05.2023).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Careda G. et al. Learning from the progressive collapse of buildings // *Developments in the Built Environment*. 2023. Vol. 15. P. 100194.
2. Sasani M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // *Journal of Structural Engineering*. 2008. Vol. 134. No. 3. Pp. 478–488.
3. Adam J.M. et al. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // *Eng Struct*. Elsevier Ltd, 2020. Vol. 210. P. 110414.
4. Meng L. et al. Study on dynamic properties of lightweight ultra-high performance concrete (L-UHPC) // *Constr Build Mater*. Elsevier Ltd, 2023. Vol. 399.
5. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М. : Стройиздат, 1970. 271 с.
6. Генуев Г.А. Метод определения динамических пределов прочности бетона // *Бетон и железобетон*. 1998. № 1. С. 18–19.
7. Nam J.W. et al. Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads // *International Journal of Damage Mechanics*. 2009. Vol. 18. No. 5. Pp. 461–490.
8. Yang Y., Wu C., Liu Z. Rate dependent behaviour of 3D printed ultra-high performance fibre-reinforced concrete under dynamic splitting tensile // *Compos Struct*. Elsevier Ltd, 2023. Vol. 309.
9. Levitch V. et al. Seismic Performance Capacities of Old Concrete // *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada. 2004. Pp. 1–15.
10. Zhou Y. Concrete creep and thermal effects on the dynamic behavior of a concrete-filled steel tube arch bridge // *Journal of Vybriengineering*. 2014. Vol. 16. No. 4. Pp. 1735–1744.
11. Tošić N., Aidarov S., de la Fuente A. Systematic Review on the Creep of Fiber-Reinforced Concrete // *Materials*. MDPI, 2020. Vol. 13. No. 22.
12. Тамразян А.Г. К устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с малым эксцентриситетом с учетом реологических свойств бетона // *Железобетонные конструкции*. 2023; № 2 (2). С. 48–57. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.2.48-57
13. Standard of RF GOST 24544–2020. Concretes. Methods of shrinkage and creep flow determination / ed. JSC Research and Development Center “Construction”. М. : Standardinform, 2021.
14. Fedorova N.V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Experimental Determination of The Parameters of the Static-Dynamic Deformation of Concrete under Loading Modal // *Building and reconstruction*. 2020. Vol. 89. No. 3. Pp. 72–81.
15. Fedorova N. et al. Experimental and Theoretical Studies of the Concrete Static-Dynamic Stress–Strain Curves // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022. Vol. 170. Pp. 151–161.
16. Fedorova N. V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Determination of Static-Dynamic Deformation Parameters of Concrete // *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo*. 2020. No. 1. Pp. 4–11.
17. Savin S.Yu., Medyankin M.D., Sharipov M.Z. Deformation of Fiber Concrete Under a Single Dynamic Impact Taking into Account the Influence of Initial Stresses from the Static Load // *Building and reconstruction*. 2022. Vol. 99. No. 1. Pp. 76–88.

REFERENCES

1. Careda G. et al. Learning from the progressive collapse of buildings. *Developments in the Built Environment*. 2023; 15:100194.
2. Sasani M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego. *Journal of Structural Engineering*. 2008; 134(3):478-488.
3. Adam J.M. et al. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario. *Eng Struct*. Elsevier Ltd, 2020; 210:110414.

4. Meng L. et al. Study on dynamic properties of lightweight ultra-high performance concrete (L-UHPC). *Constr Build Mater.* Elsevier Ltd, 2023; 399.
5. Bazhenov Y.M. *Concrete under dynamic loading*. Moscow, Stroyizdat, 1970; 271. (in Russian).
6. Geniev G.A. Method of determination of dynamic limits of concrete strength. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1998; 1:18-19. (in Russian).
7. Nam J.W. et al. Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads. *International Journal of Damage Mechanics*. 2009; 18(5):461-490.
8. Yang Y., Wu C., Liu Z. Rate dependent behaviour of 3D printed ultra-high performance fibre-reinforced concrete under dynamic splitting tensile. *Compos Struct.* Elsevier Ltd, 2023; 309.
9. Levitch V. et al. Seismic Performance Capacities of Old Concrete. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, 2004; 1-15.
10. Zhou Y. Concrete creep and thermal effects on the dynamic behavior of a concrete-filled steel tube arch bridge. *Journal of Vybroyengineering*. 2014; 16(4):1735-1744.
11. Tošić N., Aidarov S., de la Fuente A. Systematic Review on the Creep of Fiber-Reinforced Concrete. *Materials*. MDPI, 2020; 13:22.
12. Tamrazyan A.G. On the Stability of Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Elements with a Small Eccentricity. Taking into Account the Rheological Properties of Concrete. *Reinforced concrete structures*. 2023; 2(2):48-57. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.2.48-57 (in Russian).
13. Standard of RF GOST 24544–2020. Concretes. Methods of shrinkage and creep flow determination / ed. JSC Research and Development Center “Construction”. Moscow, Standardinform, 2021.
14. Fedorova N.V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Experimental Determination of The Parameters of the Static-Dynamic Deformation of Concrete under Loading Modal. *Building and reconstruction*. 2020; 89(3):72-81.
15. Fedorova N. et al. Experimental and Theoretical Studies of the Concrete Static-Dynamic Stress–Strain Curves. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022; 170:151-161.
16. Fedorova N. V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Determination of Static-Dynamic Deformation Parameters of Concrete. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo*. 2020; 1:4-11.
17. Savin S.Yu., Medyankin M.D., Sharipov M.Z. Deformation of Fiber Concrete Under a Single Dynamic Impact Taking into Account the Influence of Initial Stresses from the Static Load. *Building and reconstruction*. 2022; 99(1):76-88.



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.34-43

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Восстановление несущих конструкций зданий после аварий

О.А. Симаков^{1*}

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

* simakova@mgsu.ru

Ключевые слова: восстановление, усиление, особые предельные состояния, авария

История статьи

Поступила в редакцию: 30.07.2024

Доработана: 05.09.2024

Принята к публикации: 07.09.2024

Для цитирования

Симаков О.А. Восстановление несущих конструкций зданий после аварий // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 7. № 3. С. 34–43.

Аннотация. Вопросам защиты зданий от особых, как правило не проектных, воздействий, в том числе от прогрессирующего обрушения, в результате аварийных воздействий посвящено множество научной работы, и разработаны нормативные документы, регламентирующие расчетные и конструктивные положения для применения на этапе проектирования. В то же время остаются открытыми вопросы усиления существующих зданий и сооружений на этапах капитального ремонта, реконструкции (если на этапе проектирования не были предусмотрены мероприятия, например, по защите от прогрессирующего обрушения, то приведение конструкций к требованиям норм является сложной, зачастую невыполнимой задачей), а также восстановление несущих конструкций после аварийных ситуаций. В соответствии с действующими нормативными документами расчет на особое предельное состояние проводится с пониженными коэффициентами для нагрузок и учетом динамического упрочнения для расчетного сопротивления материалов. После аварийного воздействия необходимо выполнить расчет по предельным состояниям с учетом всех коэффициентов надежности, что приводит, как правило, к дефициту несущей способности значительного числа несущих конструкций с учетом повреждения отдельных конструкций и перераспределения усилий на другие, неповрежденные. Именно для данного эксплуатационного этапа после особого воздействия, рассмотренного в настоящей статье, отсутствуют особые требования и допущения в работе несущих конструкций здания.

Restoration of Load-Bearing Structures of Buildings after Accidents

Oleg A. Simakov^{1*}

¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* simakova@mgsu.ru

Олег Александрович Симаков, канд. техн. наук, доцент каф. Железобетонные и каменные конструкции, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARYSPIN-код: 2040-7137, Scopus: 57193263878, ResearcherID: AAG-1930-2022, ORCID: 0000-0001-6665-4291, E-mail: simakova@mgsu.ru

© Симаков О.А., 2024



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

Keywords: restoration, strengthening, special limit states, accident

Article history

Received: 30.07.2024

Revised: 05.09.2024

Accepted: 07.09.2024

For citation

Simakov O.A. Restoration of Load-Bearing Structures of Buildings after Accidents. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 3(7):34-43.

Abstract. The issues of protecting buildings from special, usually non-design, impacts, including progressive collapse as a result of emergency impacts, are the subject of many scientific works and regulatory documents have been developed regulating calculation and design provisions for application at the design stage. At the same time, the issues of strengthening existing buildings and structures at the stages of major repairs, reconstruction (if measures, for example, for protection against progressive collapse were not envisaged at the design stage, then bringing the structures to the requirements of the standards is a complex, often impossible task), as well as restoration of load-bearing structures after emergency situations remain open. In accordance with the current regulatory documents, the calculation for a special limit state is carried out with reduced coefficients for loads and taking into account the dynamic hardening for the design resistance of materials. After an emergency impact, it is necessary to perform a calculation for limit states taking into account all reliability factors, which usually leads to a deficit in the bearing capacity of a significant number of load-bearing structures taking into account the damage to individual structures and the redistribution of forces to others that are not damaged. It is for this operational stage after the special impacts considered in this article that there are no special requirements and assumptions in the operation of the building's load-bearing structures.

ВВЕДЕНИЕ

Срок эксплуатации зданий и сооружений исчисляется десятилетиями. Нельзя исключать, что в период эксплуатации не будет какого-либо из особых воздействий или нештатной аварийной ситуации, которые приведут к полному или частичному исключению из работы конструкции или группы конструкций. В настоящее время нормативными документами рассматриваются вопросы в части исключения прогрессирующего лавинообразного обрушения конструкций, которое приводит к существенным социальным и экономическим последствиям. В то же время вопросы последующей работы конструкций, после аварии, практически не рассматриваются. Таким образом, исключается обрушение всего здания, а дальнейшая его судьба должна решаться в рамках действующих федеральных законов и норм, которые разработаны по большей части для проектирования новых зданий. Решения, связанные с демонтажем всех конструкций и строительством нового здания, не вызывают вопросов, но это не эффективно, если пострадало незначительное количество конструкций. Восстановить поврежденные конструкции не представляет сложности, а включить их в работу здания является уже сложной инженерной задачей, в особенности для вертикальных несущих конструкций зданий, расположенных в уровне нижних этажей (как правило, основные повреждения связаны именно с нижними этажами зданий и сооружений).

В этой связи рассмотрение вопросов, допускающих временную эксплуатацию конструкций здания, категория технического состояния которых может быть оценена как ограниченно-работоспособная, является необходимым в рамках восстановительного ремонта после особых воздействий.

ТРЕБОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

Исследование причин, приведших к необходимости усиления строительных конструкций [1, 2], определяет, что до 9 % случаев связаны с аварийными ситуациями (рис. 1). Остальные причины, как правило, не приводят к значительному перераспределению усилий между конструкциями и позволяют выполнить локальное усиление.

Oleg A. Simakov, Candidate of Technical Sciences, 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: 2040-7137, Scopus: 57193263878, ResearcherID: AAG-1930-2022, ORCID: 0000-0001-6665-4291, E-mail: simakova@mgsu.ru

Нормативными документами определены следующие расчетные ситуации, рассматриваемые в рамках проектирования зданий и сооружений:

- установившаяся, представляющая собой по сути режим нормальной эксплуатации построенного здания без изменений нагрузок, условий эксплуатации;
- аварийная — ситуация, соответствующая непроектной работе конструкции или здания в целом. Данный тип воздействий за редким специфическим исключением практически невозможно запланировать и предугадать. Соответственно рассматриваемые в рамках защиты от прогрессирующего обрушения сценарии предусматривают исключение из работы наиболее нагруженных конструкций, являющихся важными компонентами несущего каркаса здания (участки стен, колонны, пилоны, элементы несущих конструкций покрытия);
- переходная — ситуация с незначительной продолжительностью по отношению к сроку службы здания. Данный этап соответствует строительству, реконструкции и капитальному ремонту здания. Особых условий расчета для данного этапа не предусмотрено, в то же время этот этап представляет важную компоненту для формирования напряженно-деформированного состояния здания.

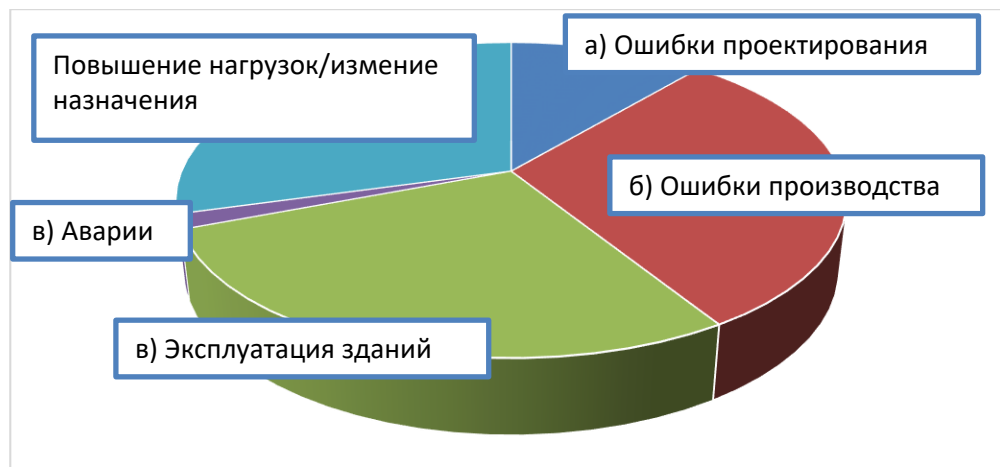


Рис. 1. Распределение причин восстановления конструкций
Fig. 1. Distribution of reasons for restoration of structures

Рассматривая аварийную расчетную ситуацию, задачами расчетного обоснования являются обеспечение:

- не превышение усилий в конструкциях и узлах несущей способности;
- не превышение деформаций элементов предельно допустимых деформаций.

В рамках определения предельно допустимых усилий, воспринимаемых несущими конструкциями, оперируют нормативными характеристиками, т.е., рассматривая железобетон по отношению к расчетным значениям прочности, мы можем фактически увеличить:

- прочность бетона на 30 % — переход от нормативного значения прочности к расчетному, также коэффициент увеличения прочности бетона при динамическом нагружении +15 %;
- прочность арматуры на 15 % — переход от нормативного значения прочности к расчетному.

Также учитывается целый ряд особенностей, в том числе перераспределение усилий, упругопластический характер деформирования и т.п. [3–6].

В целом можно говорить о примерном росте несущей способности на 15–30 % (с учетом ограничения предельных деформаций).

В то же время расчет выполняется на особое сочетание нагрузок, предполагающее:

- учет только постоянных и длительных нагрузок (в том числе пониженного значения кратковременных нагрузок);
- коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,0;
- коэффициент надежности по ответственности 1,0 (что существенно для зданий повышенного уровня ответственности).

Таким образом можно определить общее снижение нагрузок около 20–25 %.

ВОПРОС ВОССТАНОВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ ПОСЛЕ АВАРИИ

Рассмотрим пространственную задачу с удалением одного из конструктивных элементов (рис. 2).

Важно отметить, что рассматриваемый рамный каркас является статически неопределимой системой с возможностью перераспределения усилий в достаточно большом диапазоне.

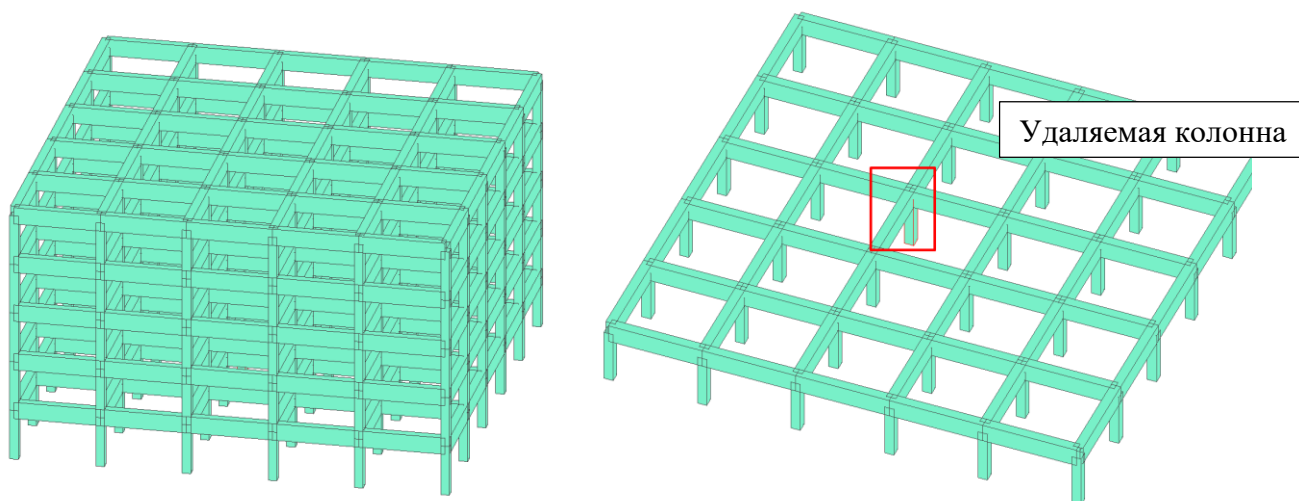


Рис. 2. Расчетная схема каркаса
Fig. 2. Calculation scheme of the frame

По результатам статического расчета в элементах действуют продольные силы в рамках основного сочетания нагрузок (рис. 3).

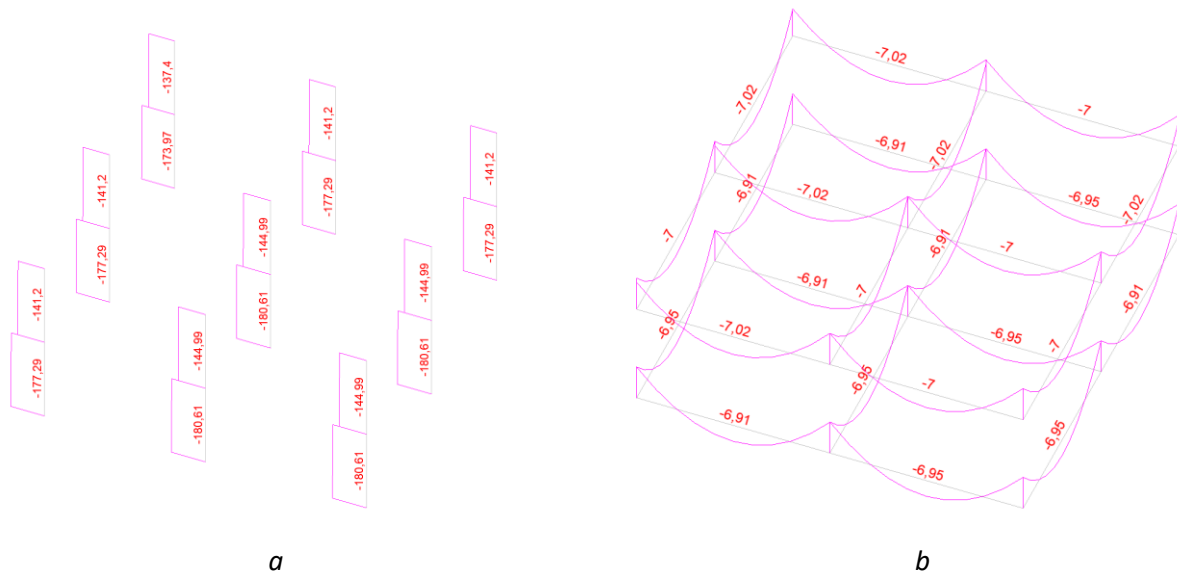


Рис. 3. Распределение усилий в элементах колонн и балок: *a* — продольные усилия; *b* — изгибающие моменты
Fig. 3. Distribution of forces in the elements of columns and beams: *a* — longitudinal forces; *b* — bending moments

Далее рассмотрим особую расчетную ситуацию — исключение рассматриваемой колонны и соответствующие усилия:

- рис. 4: расчетные усилия для расчета на защиту от прогрессирующего обрушения (результат расчета в динамической постановке);
- рис. 5: переходная расчетная ситуация после аварии. Расчетные усилия приняты с коэффициентами надежности, соответствующими установившейся расчетной ситуации.

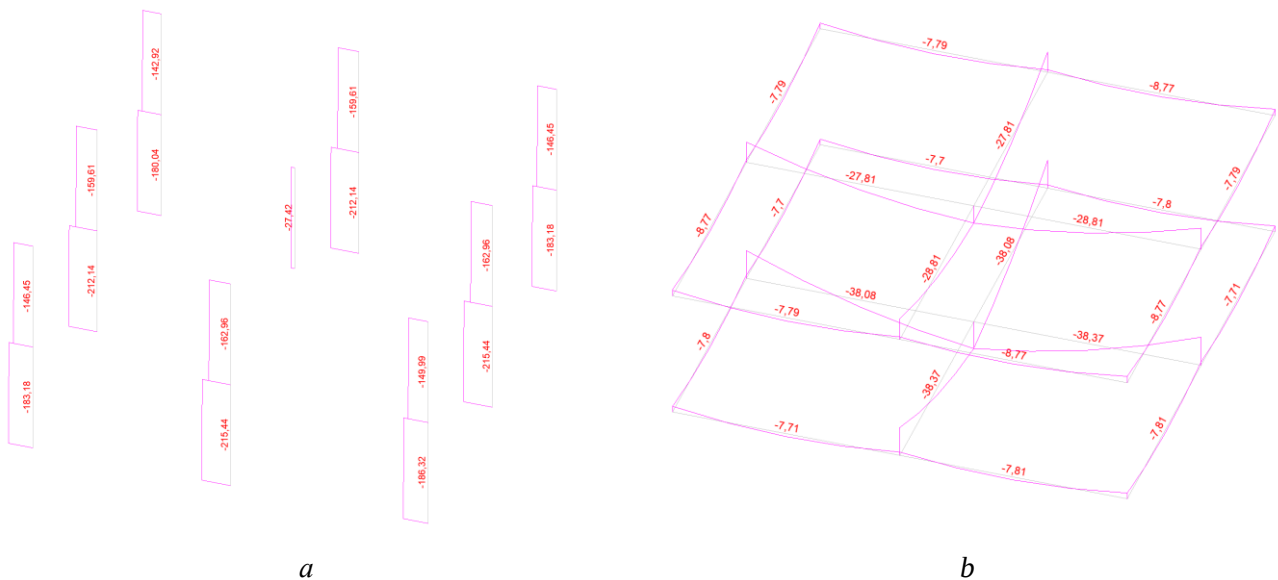


Рис. 4. Распределение усилий в элементах колонн и балок при удаленной колонне, расчетные нагрузки, как для случая защиты от прогрессирующего обрушения: *a* — продольные усилия; *b* — изгибающие моменты
Fig. 4. Distribution of forces in the elements of columns and beams with the column removed, design loads as for the case of protection against progressive collapse: *a* — longitudinal forces; *b* — bending moments

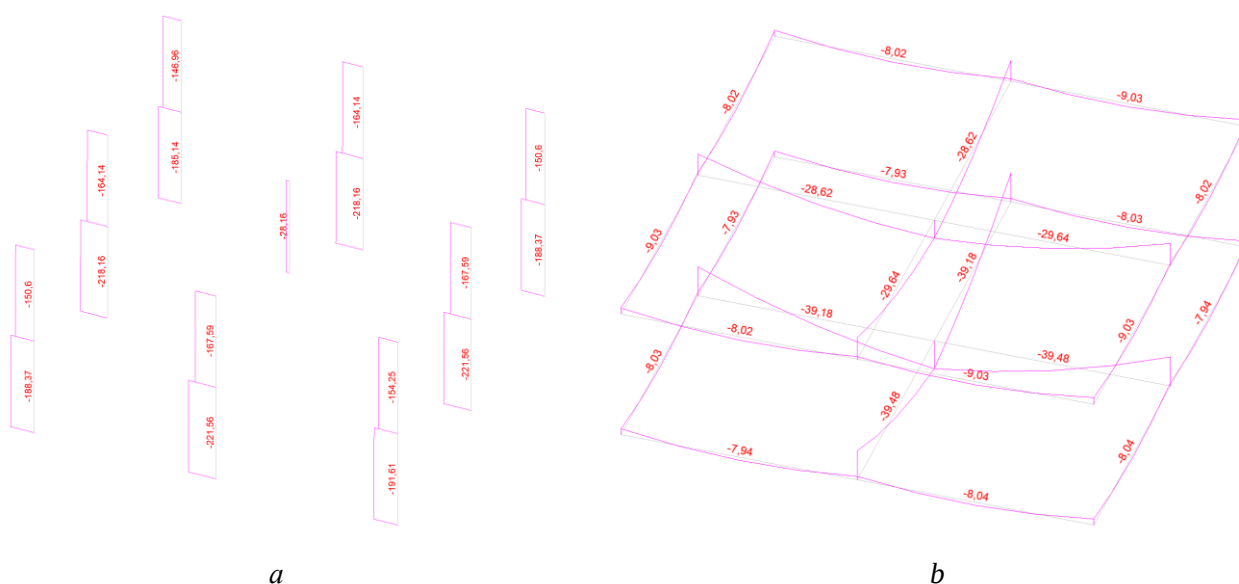


Рис. 5. Распределение усилий в элементах колонн и балок при удаленной колонне с нагрузками, соответствующими установившейся расчетной ситуации: *a* — продольные усилия; *b* — изгибающие моменты

Fig. 5. Distribution of forces in the elements of columns and beams with a removed column with loads corresponding to the established design situation: *a* — longitudinal forces; *b* — bending moments

Таким образом, на данной простой для анализа расчетной схеме можно увидеть изменение НДС в рамках аварийной и поставарийной расчетной ситуации. Следует обратить внимание, что усилия при расчете конструкций на этапе защиты от прогрессирующего обрушения превышают исходные на величины:

- продольные усилия в колоннах на 20 %;
- изгибающие моменты в балках на 300–400 %.

С учетом увеличения в рамках расчета на прогрессирующее обрушение расчетных характеристик материалов мы можем говорить о том, что несущая способность вертикальных конструкций, скорее всего, будет обеспечена без специальных мероприятий. В то же время изгибаемые конструкции более требовательны к обеспечению несущей способности при аварийной ситуации.

В целом эти выводы подтверждаются анализом аварий на реальных объектах с тем исключением, что фактически мы имеем близкий, но все же отличающийся механизм работы конструкций. Включаются непроектные факторы в перераспределение усилий:

- сложные механизмы работы железобетона за пределами упругопластической работы, что ведет к существенному перераспределению усилий;
- наличие перегородок из пеноблока и кирпича (подтверждено на реальных объектах, что данные конструкции включаются в работу и далее при их разборке с целью усиления железобетонных конструкций фиксируют дополнительные перемещения перекрытий над ними).

В целом с защитой от прогрессирующего обрушения с учетом действующих нормативных документов, а также исследований [7–11] в настоящее время отсутствуют сложности с расчетным обоснованием и конструированием элементов.

Остается вопрос, что делать дальше, после аварии (конечно, при условии, что здание не разрушилось). Если следовать требованиям федеральных законов и нормативных доку-

ментов, мы должны выполнить расчеты измененной конструктивной схемы здания, по результатам которых может быть установлена категория технического состояния:

- аварийное техническое состояние конструкций (с необходимым отселением жильцов), далее принимается решение о сносе или реконструкции объекта;
- ограниченно-работоспособное техническое состояние. В данном случае можно выполнять усиление (в том числе в рамках капитального ремонта) с учетом мероприятий, которые исключают переход перегруженных конструкций в аварийное техническое состояние.

В целом алгоритм понятен, но наибольшее затруднение вызывает вопрос определения времени включения конструкции усиления в работу.

Рассмотрим на том же примере этап:

- возведения удаленной (разрушенной, поврежденной) колонны (рис. 6, а);
- включения в работу возведенной колонны за счет ползучести бетона перегруженных колонн (рис. 6, b).

При этом учитывается, что на период возведения конструкций действуют проектные нагрузки в полном объеме, т.е. не производится разгрузка конструкций. Это в целом характерно для реальных объектов, так как включить в работу колонну с проектным продольным усилием больше 500 тс практически не решаемая задача. В то же время при условной перегрузке колонн в зоне влияния удаленной колонны формируются усилия, превышающие 80 % от прочности бетона, что ведет к развитию ползучести бетона. Учитывая данный факт, можно предполагать включение в работу возведенной конструкции в течение некоторого времени.

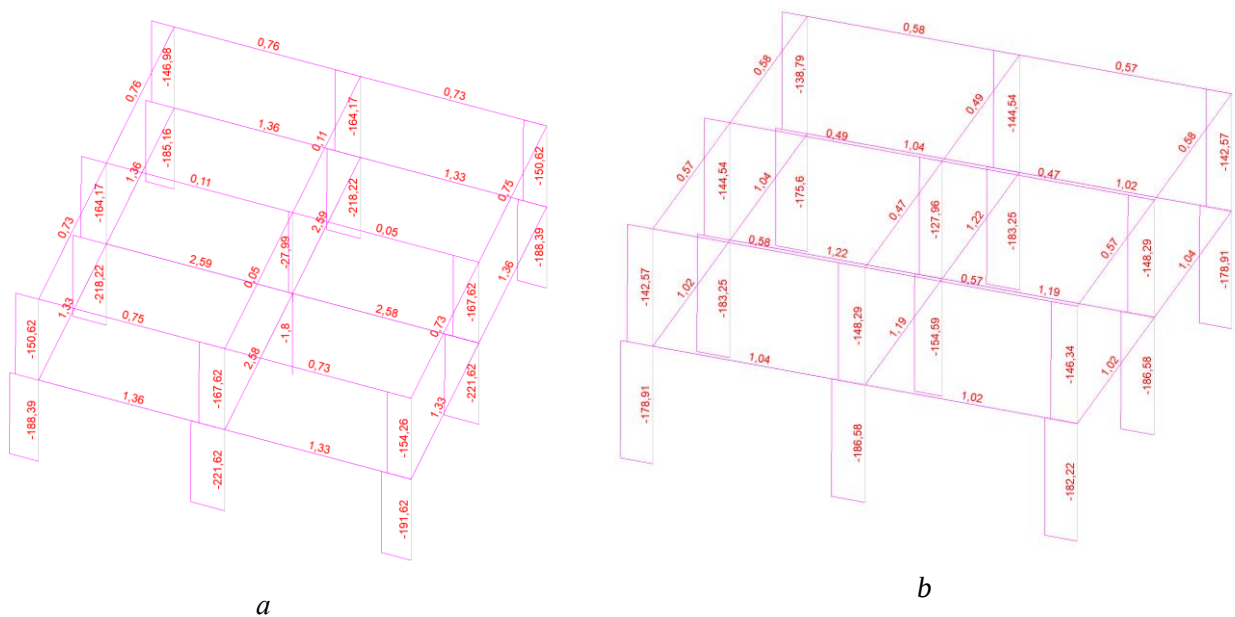


Рис. 6. Продольные усилия в колоннах при возведении исключенной колонны:
а — начальный этап; б — включение в работу

Fig. 6. Longitudinal forces in columns during the construction of an excluded column:
a — initial stage; b — inclusion in the work

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ

Рассматривая полученные результаты на тестовом относительно простом примере, можно провести некоторую аналогию с реальными объектами.

На рис. 7 изображен фрагмент исключения несущего элемента из расчетной схемы здания.

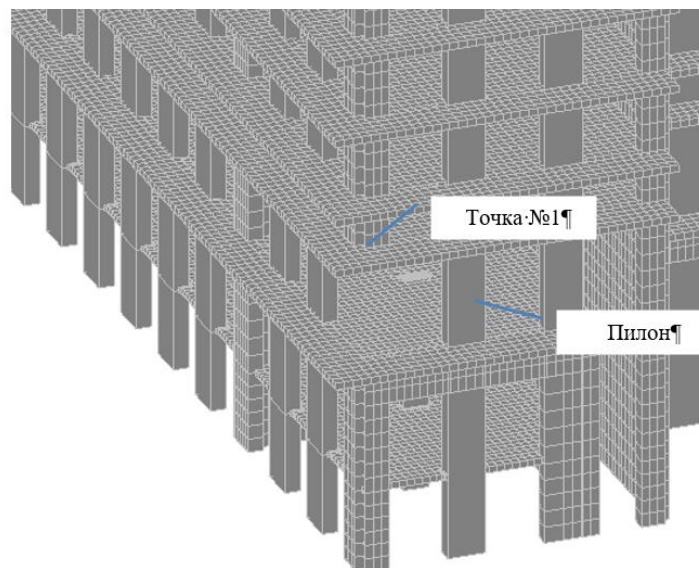


Рис. 7. Схема расположения исключаемого из расчетной схемы элемента и контрольной точки и колонны
Fig. 7. Layout of the element excluded from the calculation scheme, the control point and the column

Расчет в динамической постановке позволяет построить диаграммы изменения во времени различных величин (например, перемещения вертикальные для точки над удаленной колонной (рис. 8) и продольные усилия в колонне (рис. 9), расположенной рядом с удаленным элементом). Можно обратить внимание, что экстремальные значения усилий характерны только для расчетной аварийной ситуации — небольшой зоне на диаграмме с наибольшими значениями усилий, далее в рамках стабилизации усилия незначительно уменьшаются.

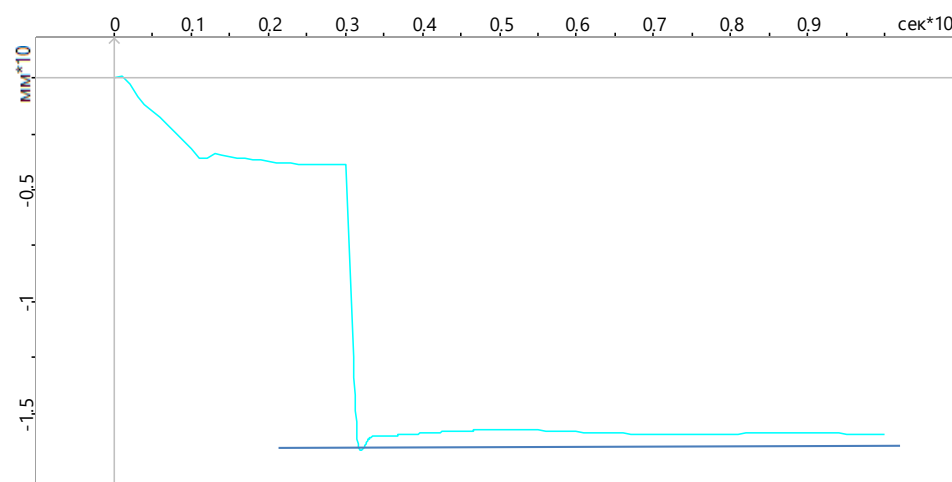


Рис. 8. График перемещения контрольной точки во времени
Fig. 8. Graph of the movement of the checkpoint over time

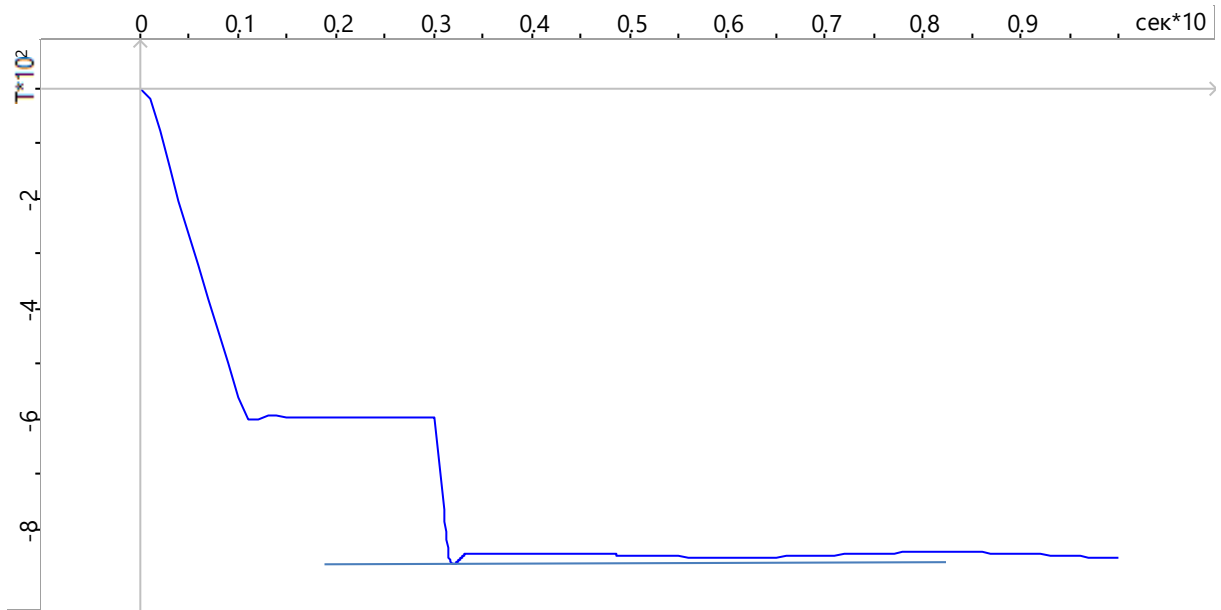


Рис. 9. График изменения продольных усилий в колонне во времени
Fig. 9. Graph of changes in longitudinal forces in a column over time

Необходимо обратить внимание, что за пиковым значением усилий наблюдается незначительное падение усилий, при этом в ходе определения несущей способности в соответствии с действующими нормативными документами допускается применять коэффициенты, учитывающие повышение прочности материалов при динамическом воздействии.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Предлагается в рамках расчета на прогрессирующее обрушение введение особой поставочной расчетной ситуации, которая рассматривает некоторую область за пределами пиковых значений усилий, при этом исключая коэффициенты динамического упрочнения материалов.

Также автор считает значимым рассмотрение вопроса в нормативных документах о введении дополнительной расчетной ситуации в рамках включения в работу конструкций усиления.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Рассмотрены механизмы перераспределения усилий в статически неопределимых системах в рамках аварийной расчетной ситуации, а также далее после достижения пиковых усилий. Сделан вывод о наличии области работы конструкции за пределами аварийной расчетной ситуации, для которой характерно незначительное снижение усилий, при этом несущая способность с учетом исключения коэффициентов динамического упрочнения материалов снижается. Таким образом защита от прогрессирующего обрушения при определенных условиях может быть не обеспечена.

2. Определена важность детальной проработки вопросов восстановления конструкций здания после аварийной расчетной ситуации в части учета этапа включения конструкций усиления в работу.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Симаков О.А. Анализ факторов, вызывающих необходимость усиления железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2019. № 1. С. 76–84. DOI: 10.33979/2073-7416-2019-81-1-76-84
2. Тамразян А.Г. Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирования срока службы железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 5–18.
3. Алмазов В.О., Као Зуй Кхой. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. М. : АСВ, 2013. 128 с.
4. Fialko S.Yu., Kabantsev O.V., Perelmuter A.V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion // Magazine of Civil Engineering. 2021. Vol. 102 (2). No. 10214.
5. Федорова Н.В., Халина Т.А. Исследование динамических догрузений в железобетонных конструктивных системах при внезапных структурных перестройках // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 8. С. 32–36.
6. Kolcunov V.I., Tuyen V.N., Korenkov P.A. Deformation and failure of a monolithic reinforced concrete frame under accidental actions // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 753. P. 032037.
7. Кодыш Э.Н. Проектирование защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения с учетом возникновения особого предельного состояния // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 95–101.
8. Федорова Н.В., Кореньков П.А., Ву Н.Т. Методика экспериментальных исследований деформирования монолитных железобетонных каркасов зданий при аварийных воздействиях // Строительство и реконструкция. 2018. Т. 4. № 78. С. 42–52.
9. Галютдинов З.Р. Исследование железобетонных балок на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 28–36.
10. Чернов Ю.Т., Петров И.А. Определение эквивалентных статических сил при расчете систем с выключающимися связями // Вестник МГСУ. 2012. № 4. С. 98–101.
11. Ву Нгок Туен. Исследование живучести железобетонной конструктивно нелинейной рамно-стержневой системы каркаса многоэтажного здания в динамической постановке // Строительство и реконструкция. 2020. № 4 (90). С. 73–84.

REFERENCES

1. Simakov O.A. Analysis of factors causing the need for strengthening of reinforced concrete constructions. *Stroitel'stvo i rekonstrukciâ*. 2019; 1:76-84. DOI: 10.33979/2073-7416-2019-81-1-76-84 (in Russian).
2. Tamrazyan A.G. Methodology for analyzing and assessing the reliability of the state and predicting the service life of reinforced concrete structures. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):5-18. (in Russian).
3. Almazov V.O., Kao Zuy Kkhoy. *Dynamics of progressive destruction of monolithic multi-story frames*. Moscow, ASV, 2013; 128. (in Russian).
4. Fialko S.Yu., Kabantsev O.V., Perelmuter A.V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. *Magazine of Civil Engineering*. 2021; 102(2):10214.
5. Fedorova N.V., Khalina T.A. Study of dynamic additional loads in reinforced concrete structural systems during sudden structural changes. *Industrial and civil engineering*. 2017; 8:32-36. (in Russian).
6. Kolcunov V.I., Tuyen V.N., Korenkov P.A. Deformation and failure of a monolithic reinforced concrete frame under accidental actions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020; 753:032037.
7. Kodysh E.N. Design of protection of buildings and structures from progressive collapse, taking into account the occurrence of a special limit state. *Industrial and civil engineering*. 2018; 10:95-101. (in Russian).
8. Fedorova N.V., Koren'kov P.A., Vu N.T. Methodology for experimental studies of deformation of monolithic reinforced concrete frames of buildings under emergency impacts. *Construction and reconstruction*. 2018; 4(78):42-52. (in Russian).
9. Galyautdinov Z.R. Study of reinforced concrete beams on yielding supports under short-term dynamic loading. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):28-36 (in Russian).
10. Chernov Yu.T., Petrov I.A. Determination of equivalent static forces when calculating systems with switchable connections. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2012; 4:98-101. (in Russian).
11. Vu Ngok Tuyen. Study of the survivability of a reinforced concrete structurally nonlinear frame-rod system of a multi-story building frame in a dynamic setting. *Construction and reconstruction*. 2020; 4(90):73-84. (in Russian).



УДК 624.016

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.44-53

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Влияние различных факторов на прогибы и прочность профилированного настила в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты

Ю.А. Шапошникова^{1*}¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*

*yuliatalyzova@yandex.ru

Ключевые слова: прогиб, профилированный настил, профлист, профнастил, прочность, стадия бетонирования, сталежелезобетонная плита

История статьи

Поступила в редакцию: 28.07.2024

Доработана: 15.09.2024

Принята к публикации: 17.09.2024

Для цитирования

Шапошникова Ю.А. Влияние различных факторов на прогибы и прочность профилированного настила в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 7. № 3. С. 44–53.

Аннотация. Целью работы являлось изучение влияния пролета, толщины плиты, марки и толщины профлиста на прогибы профилированного настила в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты. Объектом исследования являлись ортотропные сталежелезобетонные плиты перекрытий, выполненные по несъемной опалубке в виде профилированного настила марок Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 и TRP200 по ГОСТ Р 52246, толщиной 0,7–1,5 мм. Применялся расчетно-аналитический метод исследования на основе действующих в РФ нормативных документов. По итогам исследования проанализировано влияние прогибов и прочности профнастила на применимость различных пролетов профнастила в диапазоне от 3 до 6 м в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты. Предложены рекомендации по ограничению применения малых толщин профлиста 0,7–1,0 мм для пролетов свыше 4 м для плит толщиной менее 250 мм при марке профлиста Н114 и Н153 по ГОСТ 24045–2016. Даны рекомендации по установке временных инвентарных опор для всех пролетов сталежелезобетонных перекрытий при использовании толщин профнастила 0,7–0,9 мм для марки Н75 по ГОСТ 24045–2016. Полученные данные могут использоваться при проектировании сталежелезобетонных плит перекрытий и при обследовании технического состояния возведенных конструкций.

The Influence of Various Factors on the Deflections and Strength of Profiled Sheeting at the Stage of Concreting a Steel-Reinforced Concrete Slab

Yulia A. Shaposhnikova^{1*}¹ *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*

*yuliatalyzova@yandex.ru

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

© Шапошникова Ю.А., 2024



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

Keywords: concreting stage, corrugated sheet, deflection, profiled sheeting, strength, steel-reinforced concrete slab

Article history

Received: 28.07.2024

Revised: 15.09.2024

Accepted: 17.09.2024

For citation

Shaposhnikova Yu.A. The Influence of Various Factors on the Deflections and Strength of Profiled Sheeting at the Stage of Concreting a Steel-Reinforced Concrete Slab. *Reinforced concrete structures*. 2024; 3(3):44-53.

Abstract. The aim of the work was to study the influence of the span, slab thickness, grade and thickness of the corrugated sheet on the deflections of the profiled sheeting at the concreting stage of the composite slab. The object of the study was orthotropic composite slabs made using on permanent formwork in the form of profiled sheeting of grades H75, H144, H153 according to GOST 24045–2016 and TRP200 according to GOST R 52246, with a thickness of 0.7–1.5 mm. A calculation and analytical method of research was used, based on regulatory documents in force in the Russian Federation. Based on the results of the study, the influence of deflections and strength of the corrugated sheeting on the applicability of various spans of corrugated sheeting in the range from 3 to 6 m at the concreting stage of the composite slab was analyzed. Recommendations are proposed to limit the use of small thicknesses of corrugated sheets of 0.7–1.0 mm for spans over 4 m for slabs less than 250 mm thick with grades of corrugated sheets H114 and H153 according to GOST 24045–2016. Recommendations are given for the installation of temporary inventory supports for all spans of composite concrete floors when using corrugated sheets of 0.7–0.9 mm thickness for grade H75 according to GOST 24045–2016. The obtained data can be used in the design of composite concrete floor slabs and in the inspection of the technical condition of erected structures.

ВВЕДЕНИЕ

Сталежелезобетонные перекрытия достаточно давно получили широкое распространение в Российской Федерации и за рубежом и применяются для зданий различного назначения. Они различаются конструктивными решениями, по типам и технологии монтажа [1–3].

Сталежелезобетон, по сравнению с традиционными монолитными конструкциями, имеет свои преимущества — это сокращение трудозатрат, снижение металлоемкости, повышенная жесткость, долговечность и некоторые другие. Однако в процессе возведения перекрытий имеются определенные сложности, поэтому необходимо четко следить за установкой профлиста в проектное положение, а также за начальными прогибами профлиста в процессе бетонирования.

Все более широкое распространение сталежелезобетонных плит перекрытий, наряду со сложностями на стадии возведения, побуждает и усиливает интерес к изучению их напряженно-деформированного состояния. Поэтому изучение работы таких перекрытий, а также влияние различных факторов на напряженно-деформированное состояние в период возведения и эксплуатации представляет научный и практический интерес.

Многие российские и зарубежные ученые исследовали работу сталежелезобетонных перекрытий. Так, А.Г. Тамразян, Ф.С. Замалиев, С.Н. Арутюнян и др. изучали факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонного перекрытия до периода эксплуатации [4–6]. Г.П. Тонких, Л.Р. Гимранов, Д.А. Канчана занимались расчетами соединений композитной плиты и стальной балки [7–9]. Ф. Алшарари, Й.Л.П. Тамаё и др. рассматривали отдельные аспекты численного моделирования сталежелезобетона [10–12]. Над различными экспериментальными исследованиями работали А. Албаррам, Б. Юркиешиез [13, 14], а также А.Г. Тамразян, Ф.С. Замалиев, которые в том числе изучали вопросы надежности сталежелезобетонных плит перекрытий [15, 16]. Особенности расчета и проектирования таких перекрытий представлены в работах таких ученых, как И.М. Ахмед, Г. Вассдравеллис, М.Л. Портер и других [17–19].

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

На рис. 1 представлена фотография с обследуемого объекта — вид снизу на перекрытие между 1-м и 2-м этажами в момент после застывания бетонной смеси, до приложения эксплуатационных нагрузок [20]. По результатам [20] обследуемое здание 3-этажное однопролетное с $l = 5,2$ м, прямоугольное в плане, высота этажа 3,6 м. Конструктивная схема здания каркасно-связевая, состоящая из стальных колонн, сварных стальных и прокатных балок, сталежелезобетонного перекрытия, порталных связей между колоннами, фахверковых вертикальных и горизонтальных направляющих. Узлы сопряжения балок с колоннами и колонн с фундаментами — шарнирные. Несущий стальной каркас представляет собой однопролетные трехэтажные рамы пролетом 15 м, расположенные с шагом 5,2 м. Общая толщина сталежелезобетонной плиты $h_{пл} = 295$ мм, использован профлист марки TRP200 толщиной $t = 0,9$ мм с опорой верхней полкой профлиста на металлические бруски (аддитивный профнастил).



Рис. 1. Начальные прогибы профлиста при бетонировании
Fig. 1. Initial deflections of the corrugated sheet after concreting

На фотографии (см. рис. 1) видны начальные прогибы профлиста при бетонировании. По результатам обследования [20] прогиб ребра профнастила в продольном направлении достиг значения 29 мм, что составляет $1/10$ от $h_{пл}$ и $1/179$ от пролета l . Прогиб полки профнастила, заключенной между двумя смежными ребрами, в поперечном направлении профлиста достигал 75 мм, что составляет $1/4$ от $h_{пл}$ и $1/69$ от пролета l . То есть на лицо значительный перевес перекрытия еще до приложения эксплуатационных нагрузок.

В соответствии с требованиями СП 266.1325800.2016 начальный прогиб профнастила в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты необходимо ограничивать или учитывать дополнительную нагрузку от собственного веса свежешелюженного бетона. Однако зачастую на стройплощадке происходит чрезмерный прогиб профлиста (из-за перелива бетона или из-за отсутствия промежуточных опор), который уже невозможно устранить после схватывания бетонной смеси.

Данными о перевесе плиты и необходимостью перерасчета несущих конструкций проектировщики нередко пренебрегают, хотя нормы говорят об обратном.

В ходе обследования [20] изучались такие факторы, как соответствие построенного объекта требованиям нормативной и проектной документации. Выявленные в процессе работ недостатки, а именно: некачественное выполнение бетонных и арматурных работ, недостаточность совместной работы между элементами плиты, различные отступления от проекта и прочее, могут существенно влиять на напряженно-деформированное состояние конструкции сталежелезобетонного перекрытия.

Выявление подобных дефектов в сталежелезобетонном перекрытии до начала эксплуатации здания свидетельствует о необходимости подробного рассмотрения влияния указанных факторов на работу таких перекрытий. Изучение особенностей напряженно-

деформированного состояния сталежелезобетонных плит до начала эксплуатации для предотвращения развития различных негативных явлений в конструкциях представляет интерес для инженеров-проектировщиков.

Таким образом, целью данной работы является изучение влияния пролета и толщины плиты, а также формы профиля и высоты гофр профлиста, на прогибы и прочность профилированного настила в стадии бетонирования плиты.

МЕТОД

Объектом данного исследования является сталежелезобетонная плита перекрытия, которая уложена по несъемной опалубке из профилированного настила марок Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 и TRP200 по ГОСТ Р 52246, толщиной $t = 0,7–1,5$ мм, предел текучести стали $\sigma_{0,2}$ от 230 до 350 Н/мм². Общая толщина плиты варьировалась от 150 до 300 мм с шагом 50 мм, плита однопролетная, с пролетами от 3 до 6 м через 0,5 м. Плита выполнена из тяжелого бетона класса В20, армирована ненапрягаемой арматурой: по всей площади плиты уложена сетка Ø8 А500 с шагом 100 мм в обоих направлениях с $a_3 = 20–50$ мм; в каждом ребре арматура А500С (по расчету прочности), $a_3 = 20–40$ мм.

Типовая конструкция плиты с профлистом марки TRP200 представлена на рис. 2 [21].

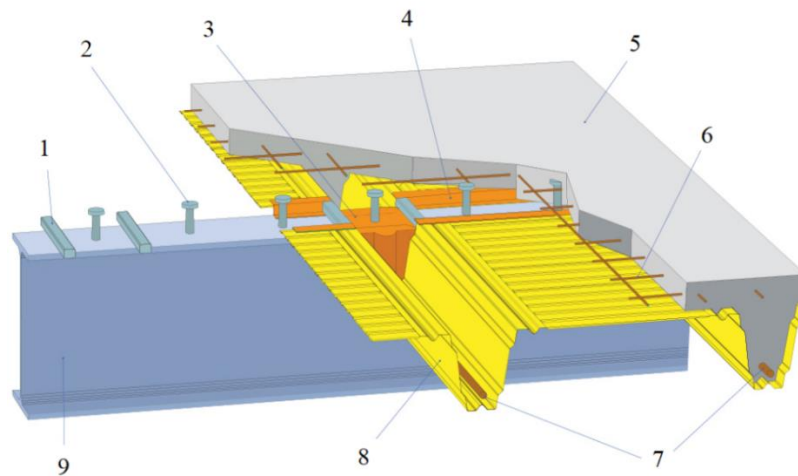


Рис. 2. Плита перекрытия по профнастилу TRP200: 1 — стальной опорный элемент; 2 — стад-болт; 3 — пластиковая уплотнительная крышка; 4 — зигзагообразный профиль; 5 — железобетонная плита; 6 — арматурная сетка; 7 — продольная рабочая арматура плиты; 8 — стальной трапециевидный профнастил TRP200; 9 — стальная балка

Fig. 2. Floor slab on TRP200 corrugated sheet: 1 — steel support element; 2 — stud connector; 3 — plastic seal cover; 4 — zigzag traverse; 5 — ribbed reinforced concrete plate; 6 — welded wire reinforcing mesh; 7 — longitudinal ceiling reinforcement; 8 — trapezoidal steel profiled sheeting; 9 — composite steel beam

Полная нагрузка на профнастил q определяется в соответствии с формулой (1):

$$q = q_p + q_b + q_m, \quad (1)$$

где q_p — вес профилированного настила;

q_b — вес бетонной смеси;

q_m — монтажная нагрузка, которая принимается 2,5 кПа при выгрузке бетонной смеси из бадей или 0,5 кПа при равномерной автоматической подаче бетонной смеси.

Нормативная нагрузка q_b от собственного веса свежееуложенной бетонной смеси определяется по формуле (2):

$$q_b = \gamma \cdot (h_f + h_b), \quad (2)$$

где γ — удельный вес бетонной смеси;

h_f — толщина бетона над верхними полками настила;

h_b — приведенная толщина бетона в пределах высоты сечения настила.

Приведенная толщина бетона определяется по формуле (3) в соответствии с геометрическими характеристиками сечения, показанными на рис. 3:

$$h_b = h_n(b + b')/2S_n, \quad (3)$$

где h_n — высота ребра профнастила;

b — ширина нижней части ребра профнастила;

b' — ширина ребра по верхней части;

S_n — шаг ребер профнастила.

Согласно СП 266.1325800.2016, общая толщина плиты $h_{пл}$ должна быть не менее 80 мм, а толщина слоя бетона h_c над верхней поверхностью гофров настила должна быть не менее 40 мм. Максимальный расчетный пролет настила без применения временных инвентарных опор принимается от 2 до 6 м в зависимости от типоразмеров сечения профилированных листов, схемы их раскладки и толщины плиты. А для пролетов более 6 м необходимо предусматривать промежуточные инвентарные опоры из условия несущей способности и требуемой деформативности настила при действии веса свежесуложенной бетонной смеси.

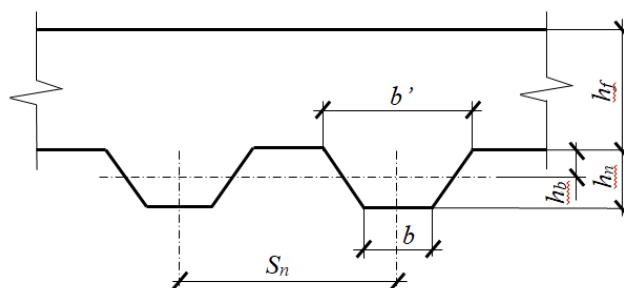


Рис. 3. Геометрические размеры плиты перекрытия по профнастилу

Fig. 3. Geometric dimensions of the floor slab on corrugated sheets

Согласно СП 266.1325800.2016, профилированный настил необходимо рассчитывать на прочность в стадии бетонирования плиты в надпорных и пролетных сечениях в соответствии с формулой (4):

$$M/W_{\min} \leq R_y, \quad (4)$$

где M — изгибающий момент от расчетных нагрузок;

$W_{\min}$ — минимальный расчетный момент сопротивления профиля настила на профилированные листы;

R_y — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести.

Также, согласно нормам, профилированный настил в стадии бетонирования плиты необходимо рассчитывать по формуле (5) на максимальный прогиб от нормативных нагрузок f_n , который не должен превышать 1/200 от пролета l :

$$f_n = k_2 \cdot (q_n \cdot l^4)/(E_{st} \cdot I_{n,x}) \leq 1/200 \cdot l, \quad (5)$$

где k_2 — коэффициент, определяемый в зависимости от схемы раскладки настила и принимаемый для однопролетного настила 0,013, для двухпролетного настила — 0,0091, для настила с числом пролетов три и более — 0,0088;

q_n — нормативная равномерно-распределенная нагрузка на профнастил;

$I_{n,x}$ — момент инерции сечения профнастила на 1 м ширины профнастила.

Стоит отметить, что, согласно нормам, при прогибе настила более 1/10 от общей высоты сечения плиты $h_{пл} = h_f + h_n$ следует учитывать дополнительную нагрузку от собственного веса Δq_b свежесуложенного бетона, определяемую по формуле (6):

$$\Delta q_b = 0,7 \cdot \gamma \cdot f_n, \quad (6)$$

где f_n — прогиб настила от нормативной нагрузки q_b .

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

В таблице представлены результаты расчета прогибов профнастила f в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты в зависимости от ее пролета и толщины несущего профлиста $t = 0,7\text{--}1,5$ мм при общей толщине плиты $h_{пл} = 300, 250, 200, 150$ мм при марках профлиста Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 и TRP200 по ГОСТ Р 52246.

Прогибы профнастила f в зависимости от пролета, толщины профлиста t и общей толщины плиты $h_{пл}$

Марка профнастила	Толщина профнастила t , мм	Прогиб профлиста f , мм, при пролете профлиста l , м						
		3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
TRP200, 300 мм	0,9	3,6	6,7	11,5	18,4	28,1	41,1	58,2
	1	3,1	5,8	9,9	15,9	24,2	35,4	50,1
	1,25	2,3	4,3	7,4	11,8	18	26,4	37,4
	1,5	1,9	3,5	6	9,7	14,7	21,6	30,5
Н153, 250 мм	0,8	5,5	10,2	17,4	27,9	42,5	—	—
	1	4,2	7,9	13,4	21,5	32,7	—	—
	1,2	3,5	6,4	10,9	17,5	26,6	39	—
	1,5	2,8	5,1	8,7	14	21,3	31,1	44,1
Н114, 200 мм	0,8	6,6	12,1	20,7	33,2	50,5	—	—
	0,9	5,8	10,8	18,4	29,5	44,9	—	—
	1	5,2	9,6	16,4	26,3	40	58,6	—
Н75, 150 мм	0,7	16,2	30	51,2	—	—	—	—
	0,8	14,7	27,3	46,5	—	—	—	—
	0,9	13,1	24,2	41,2	—	—	—	—

Примечание. Желтым цветом отмечены результаты прогибов профлиста $f > h_{пл}/10$, для которых необходимо считать дополнительный перевес от свежесложенной бетонной смеси. Оранжевым цветом отмечены результаты прогибов профнастила f , для которых необходимо считать перевес, а также которые уже превышают предельный расчетный прогиб $f > l/200$. Красным цветом отмечены результаты, где профлист не проходит по расчетам прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты.

Deflections of corrugated sheets f depending on the span, thickness of the corrugated sheet t and the total thickness of the slab h_{pl}

Type of corrugated sheet	Thickness of corrugated sheet t , mm	Deflection of the corrugated sheet f , mm, with a span of the corrugated sheet l , m						
		3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
TRP200, 300 mm	0,9	3,6	6,7	11,5	18,4	28,1	41,1	58,2
	1	3,1	5,8	9,9	15,9	24,2	35,4	50,1
	1,25	2,3	4,3	7,4	11,8	18	26,4	37,4
	1,5	1,9	3,5	6	9,7	14,7	21,6	30,5
Н153, 250 mm	0,8	5,5	10,2	17,4	27,9	42,5	—	—
	1	4,2	7,9	13,4	21,5	32,7	—	—
	1,2	3,5	6,4	10,9	17,5	26,6	39	—
	1,5	2,8	5,1	8,7	14	21,3	31,1	44,1
Н114, 200 mm	0,8	6,6	12,1	20,7	33,2	50,5	—	—
	0,9	5,8	10,8	18,4	29,5	44,9	—	—
	1	5,2	9,6	16,4	26,3	40	58,6	—
Н75, 150 mm	0,7	16,2	30	51,2	—	—	—	—
	0,8	14,7	27,3	46,5	—	—	—	—
	0,9	13,1	24,2	41,2	—	—	—	—

Note. The results of profiled sheet deflections $f > h_{pl}/10$, for which it is necessary to calculate the additional overweight from the freshly laid concrete mixture, are marked in yellow. The results of corrugated sheet deflections f , for which it is necessary to calculate the overweight, and which already exceed the maximum design deflection $f > l/200$, are marked in orange. The results where the corrugated sheet does not pass the strength calculations at the concreting stage are marked in red.

По результатам расчета из таблицы видно, что для наименьшей толщины плиты $h_{пл} = 150$ мм (Н75) при пролетах $l > 6$ м для всех существующих толщин профлиста от 0,7 до 0,9

мм (согласно ГОСТ 24045–2016) профлист не проходит по расчету прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты от веса свежееуложенной бетонной смеси. Прогибы профнастила при пролете $l \geq 3,5$ м превышают предельный расчетный прогиб $f > 1/200$. Следовательно, применение таких плит $l \geq 3,5$ м недопустимо при отсутствии промежуточных опор в стадии бетонирования.

Для толщины плиты $h_{пл} = 200$ мм (Н114) при пролетах $l \geq 4,5$ м для всех существующих толщин профлиста от 0,8 до 1 мм (согласно ГОСТ 24045–2016) прогибы профнастила при пролете $l = 3,5$ м превышают предельный расчетный прогиб $f > 1/200$. А при пролетах $l \geq 5$ м профлист не проходит по расчету прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты от веса свежееуложенной бетонной смеси.

Для толщины плиты $h_{пл} = 250$ мм (Н153) пролет $l = 5$ м применим только при использовании профлиста толщиной 1,5 мм. Для остальных существующих толщин профлиста от 0,8 до 1,2 мм (согласно ГОСТ 24045–2016) прогибы профнастила при пролете $l \geq 5$ м превышают предельный расчетный прогиб $f > 1/200$ или профлист не проходит по расчету прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты.

Для наибольшей толщины плиты $h_{пл} = 300$ мм (TRP200) для пролета $l = 6$ м для всех рассматриваемых толщин профлиста от 0,9 до 1,5 мм значения прогибов в стадии бетонирования плиты от веса свежееуложенной бетонной смеси уже превышают предельный расчетный прогиб $f > 1/200$. Для плиты $h_{пл} = 300$ мм при пролетах $l = 5$ м и $l = 5,5$ м допустимо только применение профлиста толщинами $t = 1,25$ и $t = 1,5$ мм. Толщины профлиста $t < 0,9$ мм при анализе результатов не рассматривались, так как для марки TRP200 такие толщины профлиста заводами-изготовителями не выпускаются (ГОСТ Р 52246).

Таким образом, для наиболее распространенных пролетов, толщин плит и марок профлиста ($l = 3–6$ м; $h_{пл} = 300, 250, 200, 150$ мм; Н75, Н144, Н153 и TRP200) полученные результаты по прогибам и прочности профлиста в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты говорят о том, что около половины (47 %) из предложенных вариантов неприменимы без установки временных инвентарных опор в стадии бетонирования. Однако в нормах есть указание для однозначного применения промежуточных инвентарных опор из условия несущей способности и требуемой деформативности настила при действии веса свежееуложенной бетонной смеси только для пролетов свыше 6 м.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам данного исследования можно сделать общие выводы и рекомендации.

1. Рекомендуются ограничивать толщину профлиста в зависимости от пролета и от толщины перекрытия: необходимо ограничить применение малых толщин профлиста $t = 0,7–1,0$ мм для пролетов свыше 4–5 м для плит толщиной менее 250 мм при марке профлиста Н114 и Н153 по ГОСТ 24045–2016.

2. Для марки Н75 по ГОСТ 24045–2016 при толщинах профлиста $t = 0,7–0,9$ мм рекомендуется установка временных инвентарных опор для всех пролетов (от 3 м) сталежелезобетонных перекрытий.

3. При применении тонких профлистов (от 0,7 до 1 мм) необходимо четко следить за прогибами профнастила во избежание чрезмерного перевеса конструкции, а именно: перед бетонированием устраивать дополнительные опоры с шагом 1–2 м в пролетной зоне перекрытия.

4. Результаты исследований могут использоваться как при проектировании сталежелезобетонных плит перекрытий, так и в практической работе при обследовании технического состояния конструкций.

Дальнейшими направлениями исследования могут являться анализ влияния перевеса профлиста на прочность сталежелезобетонного перекрытия в стадии эксплуатации и изучение влияния дефектов устройства плиты по профлисту на прочность сталежелезобетонного перекрытия при взаимодействии с агрессивной средой.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бабалич В.С., Андросов Е.Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. 2017. № 4. С. 205–208.
2. Егоров П.И., Королев С.А. Сталежелезобетонные перекрытия // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. 2015. № 1. С. 310–313.
3. Hsu C.T.T., Punurai S., Punurai W., Majdi Y. New composite beams having cold-formed steel joists and concrete slab // Engineering Structures. 2014. Vol. 71. Pp. 187–200. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.04.011
4. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. Исследование начальных напряжений и прогибов профнастила, возникающих при возведении сталежелезобетонных плит перекрытий // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. 2017. С. 139–146.
5. Замалиев Ф.С., Биккинин Э.Г. Основные факторы, влияющие на начальное напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных конструкций // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 4 (34). С. 161–165.
6. Шапошникова Ю.А. Анализ влияния различных факторов на прогибы профилированного настила в стадии бетонирования плиты // Инженерный вестник Дона. 2024. № 5.
7. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Расчет угловых анкерных упоров в сталежелезобетонных перекрытиях по профилированному настилу // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 7. С. 17–23.
8. Kanchana D.A., Ramanjaneyulu K., Gandhi P. Shear resistance of embedded connection of composite girder with corrugated steel web // Journal of Constructional Steel Research. 2021. No. 187 (2). P. 106994. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106994
9. Гимранов Л.Р., Фаттахова А.И. Определение усилия в гибком упоре комбинированной плиты с использованием профилированного настила // Вестник МГСУ. 2021. Том 16. № 8. С. 997–1005. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.8.997-1005
10. Замалиев Ф.С., Закиров М.А. Некоторые результаты численных исследований сталежелезобетонных перекрытий // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. No. 3 (33). Pp. 56–63.
11. Alsharari F., El-Zohairy A., Salim H., El-Sisi A.E. Numerical investigation of the monotonic behavior of strengthened Steel-Concrete composite girders // Engineering Structures. 2021. Vol. 246. P. 113081. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113081
12. Tamayo J.L.P., Franco M.I., Morsch I.B., Désir J.M., Wayar A.M.M. Some aspects of numerical modeling of steel-concrete composite beams with prestressed tendons // Latin American Journal of Solids and Structures. 2019. Vol. 16. Issue 7. DOI: 10.1590/1679-78255599
13. Albarram A., Qureshi J., Abbas A. Effect of rib geometry in steel-concrete composite beams with deep profiled sheeting // International Journal of Steel Structures. 2020. No. 20 (3). Pp. 931–953. DOI: 10.1007/s13296-020-00333-5
14. Jurkiewicz B., Braymand S. Experimental study of a pre-cracked steel-concrete composite beam // Journal of Constructional Steel Research. 2007. Vol. 63. No. 1. Pp. 135–144. DOI: 10.1016/j.jcsr.2006.03.013
15. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К оценке надежности сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированными настилами // Вестник гражданских инженеров. 2015. № 6 (53). С. 52–57.
16. Замалиев Ф.С., Тамразян А.Г. К расчету сталежелезобетонных ребристых плит для восстанавливаемых перекрытий // Строительство и реконструкция. 2021. No. 5 (97). Pp. 3–15. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-97-5-3-15
17. Ahmed I.M., Tsavdaridis K.D. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and Eurocode design approaches // Journal of Constructional Steel Research. 2019. No. 155. Pp. 286–300. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.01.007
18. Vasdravellis G., Uy B., Tan E.L., Kirkland B. Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression Original Research // Journal of Constructional Steel Research. 2015. No. 110. Pp. 29–39. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.010

19. Porter M.L., Eckberg C.E. Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs // ASCE Journal of the Structural Division. New York, 1976. No. 11 (102).
20. Bedov A.I., Shaposhnikova Yu.A. Bearing capacity of steel-reinforced concrete floor elements before the operation period // Magazine of Civil Engineering. 2024. No. 17 (1). Article no. 12501. DOI: 10.34910/MCE.125.1
21. Dujmovic D., Androić B., Lukačević I. Calculation of Simply Supported Composite Beam According to the Plastic Resistance of the Cross-Section // Composite Structures According to Eurocode 4. 2015. DOI: 10.1002/9783433604908.ch8

REFERENCES

1. Babalich V.S., Androsov E.N. Steel-reinforced concrete structures and the prospect of their application in the construction practice of Russia. *The successes of modern science*. 2017; 4:205-208. (in Russian).
2. Egorov P.I., Korolev S.A. The composite slabs. *Far East: the problems of the development of the architectural and construction complex*. 2015; 1:310-313. (in Russian).
3. Hsu C.T.T., Punurai S., Punurai W., Majdi Y. New composite beams having cold-formed steel joists and concrete slab. *Engineering Structures*. 2014; 71:187-200. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.04.011
4. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. Investigation of initial stresses and deflections of profiled deck arising during the construction of composite floor slabs. *The Safety of the construction Fund of Russia. Problems and solutions*. 2017; 139-146. (in Russian).
5. Zamaliev F.S., Bikkinin E.G. The main factors influencing the initial stress-strain state of steel-concrete composite structures. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2015; 4(34):161-165. (in Russian).
6. Shaposhnikova Yu.A. Analysis of the influence of various factors on the deflections of profiled sheeting at the stage of concreting the slab. *Engineering journal of Don*. 2024; 5. (in Russian).
7. Tonkih G.P., Chesnokov D.A. Shear resistance of nailed connectors in composite beams with steel decking. *Industrial and civil engineering*. 2022; 7:17-23. (in Russian).
8. Kanchana D.A., Ramanjaneyulu K., Gandhi P. Shear resistance of embedded connection of composite girder with corrugated steel web. *Journal of Constructional Steel Research*. 2021; 187(2):106994. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106994
9. Gimranov L.R., Fattakhova A.E. Flexible stop's force determining method in a combined plate using profiled flooring. *Monthly Journal on Construction and Architecture*. 2021; 16-8: 997-1005. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.8.997-1005 (in Russian).
10. Zamaliev F.S., Zakirov M.A. Some results of numerical studies of steel-concrete composite slabs. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2015; 3(33):56-63. (in Russian).
11. Alsharari F., El-Zohairy A., Salim H., El-Sisi A.E. Numerical investigation of the monotonic behavior of strengthened Steel-Concrete composite girders. *Engineering Structures*. 2021; 246(3):113081. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113081
12. Tamayo J.L.P., Franco M.I., Morsch I.B., Désir J.M., Wayar A.M.M. Some aspects of numerical modeling of steel-concrete composite beams with prestressed tendons. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2019; 16(7):1. DOI: 10.1590/1679-78255599
13. Albarram A., Qureshi J. Abbas A. Effect of rib geometry in steel-concrete composite beams with deep profiled sheeting. *International Journal of Steel Structures*. 2020; 20(3):931-953. DOI: 10.1007/s13296-020-00333-5
14. Jurkiewicz B., Braymand S. Experimental study of a pre-cracked steel-concrete composite beam. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007; 63-1:135-144. DOI: 10.1016/j.jcsr.2006.03.013
15. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. To the assessment of the reliability of steel slabs of slabs with profiled floorings. *Bulletin of Civil Engineers*. 2015; 6(53):52-57. (in Russian).
16. Zamaliev F.S., Tamrazyan A.G. To calculation of steel-reinforced concrete ribbed plates for refurbished floors. *Building and Reconstruction*. 2021; 5(97):3-15. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-97-5-3-15 (in Russian).
17. Ahmed I.M., Tsavdaridis K.D. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and Eurocode design approaches. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019; 155:286-300. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.01.007

18. Vasdravellis G., Uy B., Tan E.L., Kirkland B. Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression Original Research. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 110:29-39. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.010
19. Porter M.L., Eckberg C.E. Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs. *ASCE Journal of the Structural Division*. New York, 1976; 11(102).
20. Bedov A.I., Shaposhnikova Yu.A. Bearing capacity of steel-reinforced concrete floor elements before the operation period. *Magazine of Civil Engineering*. 2024; 17(1). DOI: 10.34910/MCE.125.1
21. Dujmovic D., Androić B., Lukačević I. Calculation of Simply Supported Composite Beam According to the Plastic Resistance of the Cross-Section. *Composite Structures According to Eurocode 4*. 2015. DOI: 10.1002/9783433604908.ch8

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 описан 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 источниками 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, подписуточных 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>