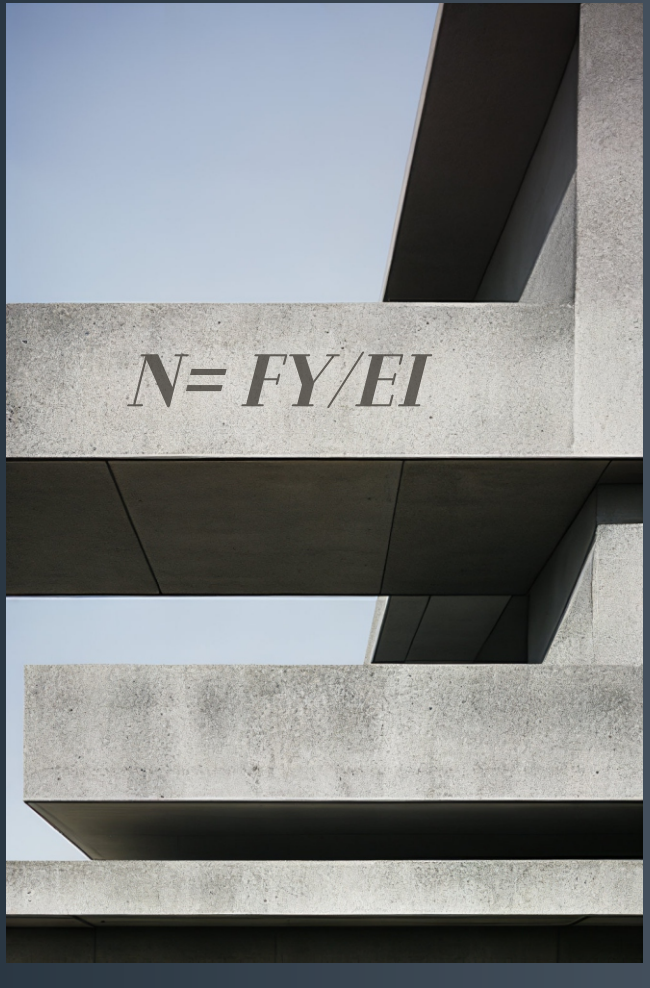
ISSN 2949-1614 (Online)
ISSN 2949-1622 (Print)

g-b-k.ru

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Scientific and Technical Journal

1/5 /2024

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1

ISSN 2949-1622 (Print)
ISSN 2949-1614 (Online)
https://g-b-k.ru

Железобетонные конструкции
2024 Том 5 №1

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-Мартиросян 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

Келасьев 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., член-корр. 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

Тамразян А.Г. Исследование влияния местной низкой прочности бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных балок ……. 3

Терехов И.А., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н. Прогнозирование остаточного срока эксплуатации железобетонных конструкций …… 15

Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Оценка прочности и деформативности уголковых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях ……... 27

Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Шмаков С.Д., Чаганов А.Б., Черепанов А.В. Разработка датчика напряжений твердых тел … 45

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Мкртычев О.В., Решетов А.А. Обеспечение сейсмостойкости железобетонных зданий ……. 57

Сизов Д.К. Вариационно-разностный метод расчета слоистых резинометаллических виброизоляторов, применяемых для защиты железобетонных зданий от техногенной вибрации ….. 68

Раззаков Н.С. Сборно-монолитные железобетонные большепролетные оболочки уникальных зданий из укрупненных элементов ……..... 79

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 26.02.2024. Выход в свет 28.02.2024. Формат 70×108/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 8,23. Тираж 120 экз. Заказ № 41. 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

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1

ISSN 2949-1622 (Print)
ISSN 2949-1614 (Online)
https://g-b-k.ru

Reinforced Concrete Structures

Zhelezobetonnyye konstruktsii

2024 Vol. 5 No. 1

Scientific and Technical Journal
Published since 2023
Moscow State University of Civil Engineering
Media Registration Certificate of the Printed Edition No. FS 77 – 83679 dated 26 July 2022
Issued by the Federal Service for Supervision of Compliance with Legislation in the Field of Mass Communications and Heritage Protection

Published 4 issues per year.
Languages: Russian, English.

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

The motto of the scientific and technical journal "*Reinforced Concrete Structures"* (*Zhelezobetonnyye konstruktsii*): "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

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

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

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

Vladimir T. Erofeev, 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, corresponding 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

Tamrazyan A.G. Investigation of the Influence of Local Low Strength Concrete on the Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Beams ……. 3

Terekhov I.A., Trekin N.N., Kodysh E.N. Prediction of the Remaining Service Life of Reinforced Concrete Structures …… 15

Tonkikh G.P., Chesnokov D.A. Strength and Ductility Evaluation of L-Shape Shear Connectors in Composite Floors …… 27

Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Chaganov A.B., Cherepanov A.V. Development of a Stress Sensor for Solids ……. 45

COMPUTER MODELLING IN CONSTRUCTION

Mkrtychev O.V., Reshetov A.A. Ensuring Seismic Resistance of Reinforced Concrete Buildings …….. 57

Sizov D.K. Variation-Difference Method of Calculation of Layered Rubber-Metal Vibration Isolators Used for Protection of Reinforced Concrete Buildings from Anthropogenic Vibration …… 68

Razzakov N.S. Precast-Monolithic Reinforced Concrete Large-Span Shells of Unique Buildings from Enlarged Elements ……. 79

Copy Editor: Sergey 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

2024. 1(5). 3–14

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)
ISSN 2949-1614 (ONLINE)
HTTPS://G-B-K.RU

УДК 622.012
DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.3-14

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Исследование влияния местной низкой прочности бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных балок

А.Г. Тамразян[1*]

[1] *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация*

* tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: железобетонная балка, низкопрочный бетон, нелинейный анализ, диаграмма нагрузка –прогиб, изгибающий момент, сдвиг, сцепление

История статьи
Поступила в редакцию: 01.12.2023
Доработана: 14.12.2023
Принята к публикации: 19.12.2023

Для цитирования
Тамразян А.Г. Исследование влияния местной низкой прочности бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных балок // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 3–14.

Аннотация. В железобетонных балках может возникать местная низкая прочность бетона при определенных условиях, например, плохая практика строительства может вызвать такие проблемы, как пустоты в бетоне, образование полостей на поверхности, образование трещин в блоках, появление поверхностных раковин, и создать участки с низкой прочностью бетона. В этом исследовании представлена реакция изгибаемых шарнирно опертых железобетонных балок с различными местными участками низкой прочности бетона вдоль пролета. Для описания свойств бетона приняты модифицированные модели, а для свойств стали — идеальная упругопластическая модель. Балка разделена на три основные части: одна чувствительна к изгибающему моменту, вторая чувствительна к сдвигу, а третья чувствительна к сцеплению. Переменные включали два типа прочности бетона и один диаметр арматуры. Результаты исследования показывают, что наиболее критическая область с низкой прочностью бетона вдоль пролета балки представляет собой зону вблизи опор, что отражается на пластичности кривых нагрузка – прогиб. Разработана новая обобщенная эмпирическая модель для предсказания эффекта снижения несущей способности от местного низкопрочного бетона.

Investigation of the Influence of Local Low Strength Concrete on the Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Beams

Ashot G. Tamrazyan[1*]

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

* tamrazian@mail.ru

Keywords: reinforced concrete beam, low-strength concrete, nonlinear analysis, load – deflection diagram, bending moment, shear, bond

Abstract. Reinforced concrete beams can experience local low concrete strength under certain conditions, for example, poor construction practices can cause problems such as concrete voids, surface cavities, block cracking, surface sinks and create areas of low concrete strength. This study presents the response of flexural hinge-supported reinforced concrete beams with different local areas of low concrete strength along the span.

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

© Тамразян А.Г., 2024

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

Article history
Received: 01.12.2023
Revised: 14.12.2023
Accepted: 19.12.2023

For citation
Tamrazyan A.G. Investigation of the Influence of Local Low Strength Concrete on the Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Beams. *Reinforced Concrete Structures.* 2023; 1(5):3-14.

Modified models are adopted to describe the concrete properties and an ideal elastic-plastic model is adopted for the steel properties. The beam was divided into three main parts: one sensitive to bending moment, the second sensitive to shear, and the third sensitive to bond. The variables included two types of concrete strength and one reinforcement diameter. The results show that the most critical region with low concrete strength along the span of the beam is the confluence zone near the supports, which is reflected in the ductility of the load – deflection curves. A new generalized empirical model is developed to predict the effect of bearing capacity reduction from local low-strength concrete.

ВВЕДЕНИЕ

Целью настоящей работы является исследование влияния местных ослабленных бетонных участков на несущую способность изгибаемых железобетонных балок.

Существует много различных математических моделей для использования бетона в анализе конечных элементов.

Модель бетона на рис. 1 представляет собой модифицированную модель, предложенную в [1] для ограниченного бетона, с добавлением линейной разгрузки и повторной загрузки, как указано в работах [2–4].

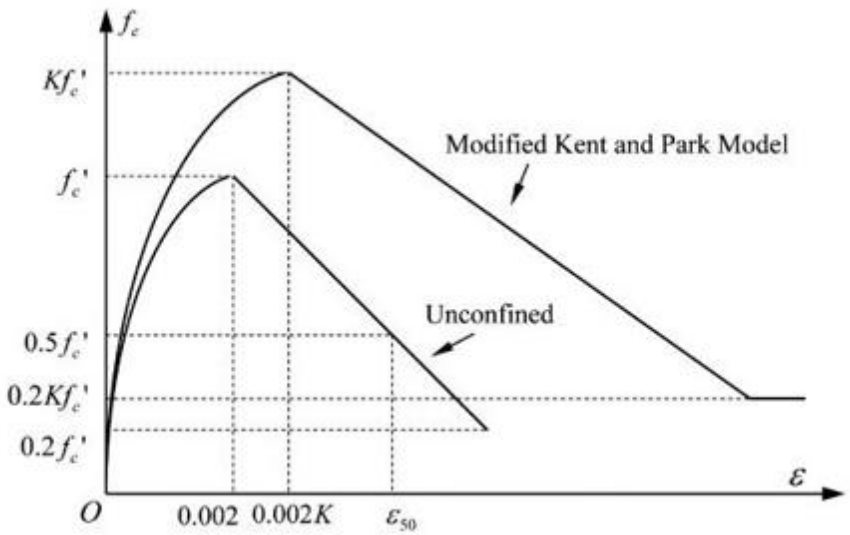


Рис. 1. Модифицированная модель напряжение – деформация для ограниченного бетона [4]

Figure 1. Modified stress – strain model for confined concrete [4]

На рис. 2 представлена линейная модель упругого, линейного деформационного упрочнения арматурных стержней. Этот режим имеет две части. Начальная упругая часть имеет жесткость, равную модулю упругости арматуры E_{s1}. И линейная, деформационная упрочняющая часть имеет жесткость, равную модулю деформационного упрочнения арматуры E_{s2}. Эту модель конечных элементов предложили в [5].

Ashot G. Tamrazyan, Corresponding member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head 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: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, e-mail: tamrazian@mail.ru

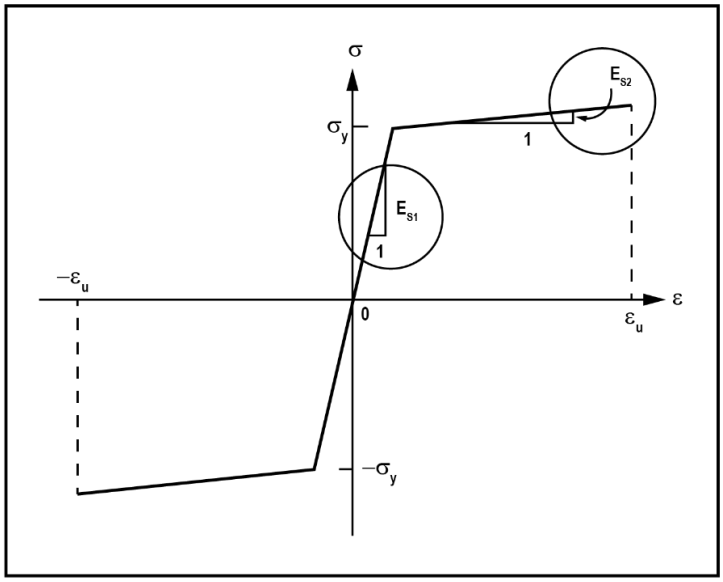


Рис. 2. Зависимость напряжение – деформация линейно-упругого, линейно-деформационного упрочнения стали по [5]

Figure 2. Stress – strain relationship of linear-elastic, linear-strain hardening of steel according to [5]

На рис. 3 представлена модель, используемая в [6].

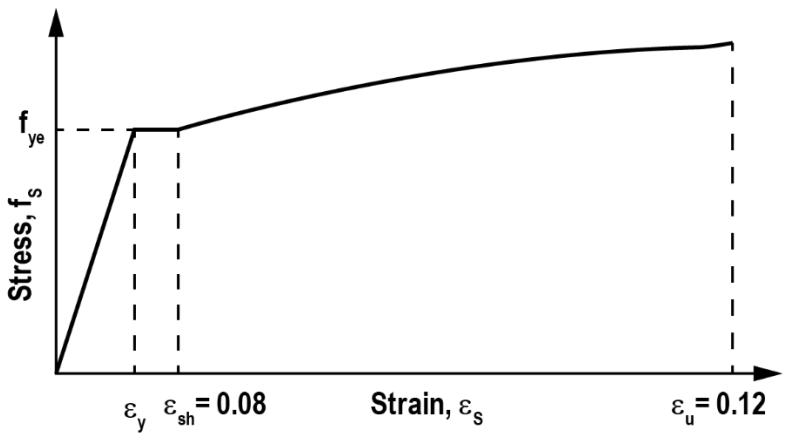


Рис. 3. Пример модели сжатия:
ε_y — деформация при текучести стали; ε_{sh} — деформация при начале деформационного упрочнения; ε_u — предполагаемая предельная деформация арматуры

Figure 3. Example of compression model:
ε_y — strain at yielding of steel; ε_{sh} — strain at the beginning of strain hardening; ε_u — assumed ultimate strain of reinforcement

Формула для напряжений и деформаций арматуры при деформационном упрочнении имеет вид:

$$f_s = f_{ye}\left(1.5 - 0.5\left(\frac{(0.12 - \varepsilon_s)}{0.12}\right)^2\right), \quad (1)$$

где:

f_s — номинальное напряжение арматуры;

f_{ye} — напряжение текучести арматуры.

Реакция типовой шарнирно опертой железобетонной балки представляет собой нелинейную кривую, как показано на рис. 4.

Реакцию кривой нагрузка – прогиб можно условно разделить на три стадии: упругую стадию, стадию распространения трещины и стадию текучести (разрушающую), как указано в [7].

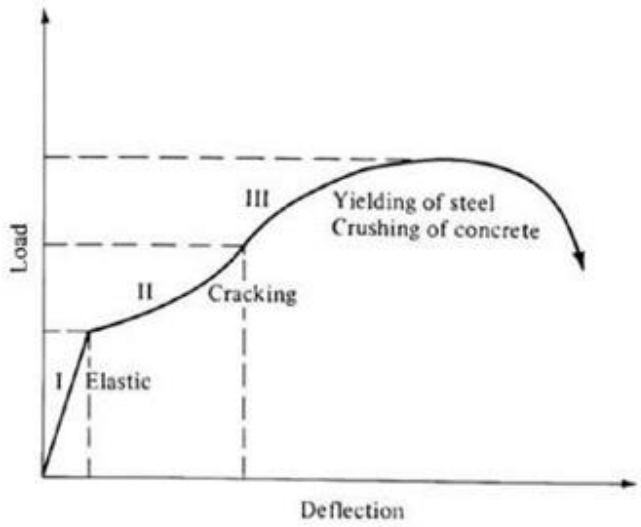


Рис. 4. Типичная зависимость нагрузка – прогиб железобетонной балки по [7]

Figure 4. Typical load – deflection relationship of reinforced concrete beam by [7]

Нелинейная реакция железобетонной конструкции может быть описана следующим образом:

- растрескивание бетона при растяжении;
- текучесть арматуры или разрушение бетона при сжатии.

Однако есть еще и некоторые другие факторы, которые способствуют нелинейной реакции железобетонной конструкции [8–13]:

- взаимодействие компонентов железобетона, например сцепление – скольжение между арматурными стержнями и окружающим бетоном;
- зависящие от времени эффекты ползучести, усадки и изменения температуры;
- фактическое соотношение напряжения – деформации бетона при растяжении отличается от напряжения при сжатии;
- механические свойства изменяются в зависимости от возраста бетона, от нагрузки и от условий окружающей среды;
- свойства бетона и стали в некоторой степени зависят от скорости деформации.

МЕТОД

Режимы и критерии разрушения

Разрушение связи: внезапная потеря сцепления (связи) между арматурными стержнями и бетоном в зонах анкеровки. Как правило, в условиях хорошо развитой связи форма эпюры напряжений приближается к параболической, а напряжение связи на конце опоры равно нулю. Но в условиях отсутствия развитой связи напряжение связи вблизи опоры не равно нулю, что является признаком, указывающим на нехватку длины анкеровки. А форма напряжения связи приближена к горизонтали у опоры и опускается, когда она приближается к середине балки.

Разрушение при изгибе: при пластическом разрушении, когда арматура выходит из строя до разрушения бетона, прогиб под нагрузкой будет представлять собой очевидный горизонтальный участок при пластичности арматуры. Для хрупкого разрушения кривая нагрузка – прогиб будет заканчиваться внезапно, должны быть исследованы напряжение и деформация в критическом сечении, чтобы убедиться, что это изгибное разрушение.

Нормальное разрушение при изгибе, когда арматура может развить достаточное напряжение, будет выглядеть как кривая, которая имеет несколько пиков и впадин. Относительное перемещение между бетоном и арматурой в конце балки чрезвычайно мало, поскольку ребра деформированных стержней предназначены для создания высокого механического напряжения связи через механизм блокировки между бетоном и арматурой.

Однако для балки, которая не обеспечивает достаточную длину анкеровки, усилие сцепления вдоль арматуры будет иметь треугольную или трапециевидную форму, относительное перемещение между арматурой и бетоном в конце относительно высокое, чем в другом месте.

Параметры изгибаемых железобетонных балок

Чтобы понять влияние местной низкой прочности бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов, были исследованы 4 балки, как указано в табл. 1.

Таблица 1

Параметры исследуемых изгибаемых железобетонных балок

Номер	Нижняя арматура, мм	Участок низкопрочного бетона	Прочность бетона, МПа
16-0	2Ø16	Нет	40
16-1-10	2Ø16	1	10
16-2-10	2Ø16	2	10
16-3-10	2Ø16	3	10

Table 1

Parameters of investigated bending reinforced concrete beams

Case	Low rebars, mm	Low-strength concrete section	Compressive strength of concrete, MPa
16-0	2Ø16	No	40
16-1-10	2Ø16	1	10
16-2-10	2Ø16	2	10
16-3-10	2Ø16	3	10

Сетка конечных элементов балочной модели

В ПК ANSYS была смоделирована половина шарнирно опертой балки, как показано на рис. 5 и 6. Чтобы избежать концентрации нагрузки для железобетонного элемента solid65 рекомендуемый минимальный размер элемента для основной части принят больше 50 мм. Поэтому в ядре бетона разделение продольного направления должно составлять 65 мм для размещения хомутов. В плоскости *X*–*Y* размер элемента ядра бетона установлен 50 мм вдоль оси *X* и *Y*. Размер элемента для защитного слоя бетона задается равным 25 мм, чтобы соответствовать эталонной балке.

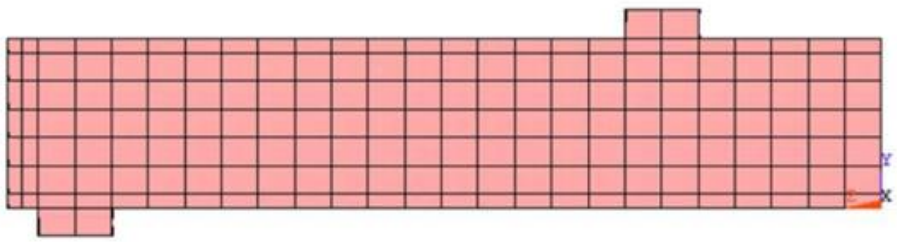


Рис. 5. Сетка конечных элементов
Figure 5. Finite element mesh

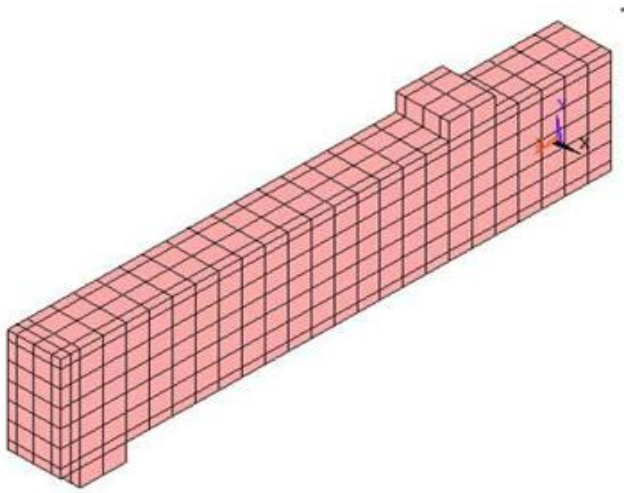


Рис. 6. Изотропный вид сетки конечных элементов
Figure 6. Isotropic view of the finite element mesh

Балка разделена на три области: средняя область изгиба; область, чувствительная к сдвигу; область, чувствительная к сцеплению.

Сетки модели конечных элементов могут повлиять на результат численного анализа. Для изучения прочности железобетонных балок на изгиб была выбрана мелкосеточная модель половины балки.

Кривая нагрузка – прогиб показывает историю отклика железобетонной балки на приложенную нагрузку. Предельная нагрузка, предельный прогиб и изменение жесткости можно увидеть на кривой нагрузка – прогиб. Диаграмма напряжения демонстрирует напряжение в стали, ГПа. Обычно, когда напряжение стали достигает 512 МПа, считается, что сталь течет, и железобетонная конструкция должна иметь горизонтальный участок на кривой нагрузка – прогиб. На диаграмме напряжений отображается эквивалентное напряжение Мизеса в бетоне. Это связано с главным напряжением по формуле:

$$\sigma_e = \sqrt{\left[\frac{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2}{2}\right]}, \quad (2)$$

где: σ_1, σ_2, σ_3 — первое, второе, третье главные напряжения.

Эквивалентное напряжение Мизеса представляет собой самое высокое сжатие в бетоне. Но критерии разрушения определяются критерием отказа, как указано в [14].

Третья основная диаграмма деформации представляет собой общее механическое напряжение 3-го главного напряжения. График деформации сдвига показывает общую деформацию в продольном направлении вдоль арматуры. Можно определить, какая часть бетона подвергается более сильному напряжению.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Анализ результатов расчета железобетонных балок различных категорий

Материал железобетонной балки: верхняя арматура и хомуты диаметром 10 мм, предел текучести которой составляет 550 МПа, и модуль упругости 185 ГПа. В качестве нижней арматуры используются 2 арматуры диаметром 16 мм, предел текучести которой составляет 512 МПа, а модуль упругости — 183 ГПа в соответствии с работой [15].

Аналитически балка разделена на три разных участка. Первая в середине балки, длина которой составляет 500 мм, чувствительна к изгибающему моменту. Второй участок длиной 500 мм чувствителен к сдвигу. Оставшаяся часть длиной 550 мм составляет третью область, которая чувствительна к разрушению связей в соответствии с рис. 7.

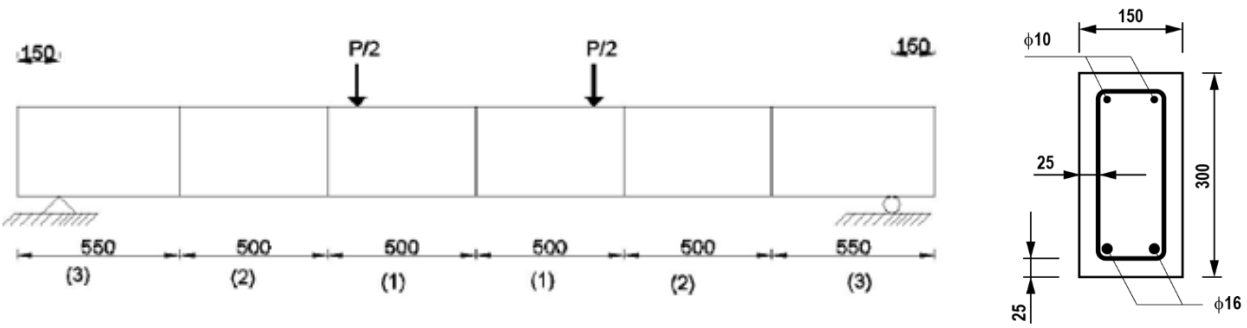


Рис. 7. Расчетная схема и поперечное сечение экспериментальной балки, разделенной на 3 участка

Figure 7. Calculation scheme and cross-section of the experimental beam divided into 3 sections

Случай 16-0. Случай 16-0 — эталонная балка. Бетон прочностью 40МПа по всему пролету балки. Нагрузка прикладывается вблизи середины балки. Предельная нагрузка и соответствующий прогиб в середине пролета составляли 104,21 кН и 17,33 мм. Можно наблюдать горизонтальный участок на кривой нагрузка – прогиб, что указывает на текучесть стали. Диаграмма напряжений арматуры показала, что напряжение в арматуре достигло 512 МПа, что является точкой пластичности, также подтвердил горизонтальный участок на диаграмме нагрузка – прогиб. Схема напряжений Мизеса показала, что бетон еще не достиг своего предельного напряжения. Формы трещин демонстрировали типичные разрушения при изгибе вдоль нижней зоны всей балки. Таким образом, можно сделать вывод, что в случае 16-0 балка испытывает разрушение при изгибе, когда сначала течет арматура, а бетон разрушается позже.

Все остальные балки армированы 2Ø16 мм с бетоном прочностью 10 МПа в зоне изгиба, в зоне сдвига и в зоне связи отдельно.

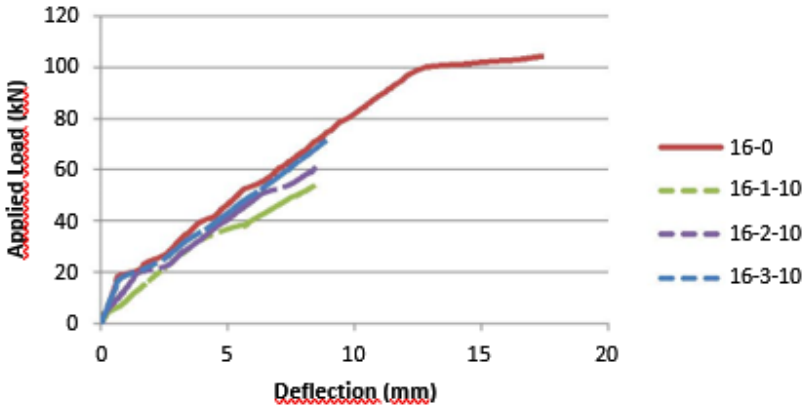


Рис. 8. Диаграмма нагрузка – прогиб для балки местной прочностью бетона 10 МПа

Figure 8. Load – deflection diagram for a beam with local concrete strength of 10 MPa

За исключением контрольного случая 16-0, режим разрушения балок 16-1-10, 16-2-10 и 16-3-10 заключается в том, что бетон разрушается до текучести арматуры (рис. 8). Таким образом, местная прочность бетона определяет разрушение балки [16]. Для балок, когда прочность бетона 10 МПа, влияние местного бетона посередине является самым критическим, а влияние на конце опоры является наименее критичным.

Влияние местоположения низкопрочного бетона

Случай 16-1-10. Предполагается, что в случае 16-1-10 бетон имеет низкую прочность 10 МПа в средней части (1) балки (рис. 9). Предельная нагрузка и соответствующий прогиб в середине пролета составляли 53,62 кН и 8,36 мм. Кривая нагрузка – прогиб внезапно остановилась, когда приложенная нагрузка достигла 53,62 кН. Диаграмма напряжения арматуры показала, что напряжения в арматуре еще не достигли своего предела текучести. В верхней зоне бетон около середины балки испытывает сжатие. Диаграмма напряжений Мизеса также указывает на то, что в верхней зоне бетон около середины балки испытывает предельное напряжение. Формы трещин показали, что большая их часть образовалась в средней части балки, где расположен низкопрочный бетон. Можно сделать вывод, что в случае 16-1-10 режим разрушения заключаются в том, что сначала разрушается бетон, затем наступает текучесть арматуры.

Случай 16-2-10. Низкая прочность бетона 10 МПа расположена в чувствительном к сдвигу участке (2) балки, а остальной бетон — 40 МПа (рис. 10). Предельная нагрузка и соответствующий прогиб в середине пролета составляли 60,26 кН и 8,42 мм. Кривая нагрузка – прогиб оборвалась внезапно, когда приложенная нагрузка достигла 60,26 кН. Напряжения в арматуре не достигли своего пластического состояния 512 МПа. Третья основная диаграмма деформаций и общая деформация сдвига *XZ* указали, что верхний правый угол бетона на участке (2) испытывает критическое сжатие. Диаграмма напряжений Мизеса также показала, что верхний правый угол бетона на участке (2) находится в критическом состоянии. Форма трещин показала, что большая их часть произошла на участке (2) балки, где расположен низкопрочный бетон. Можно сделать вывод, что в случае 16-2-10 режим разрушения заключаются в том, что бетон разрушается до текучести арматуры.

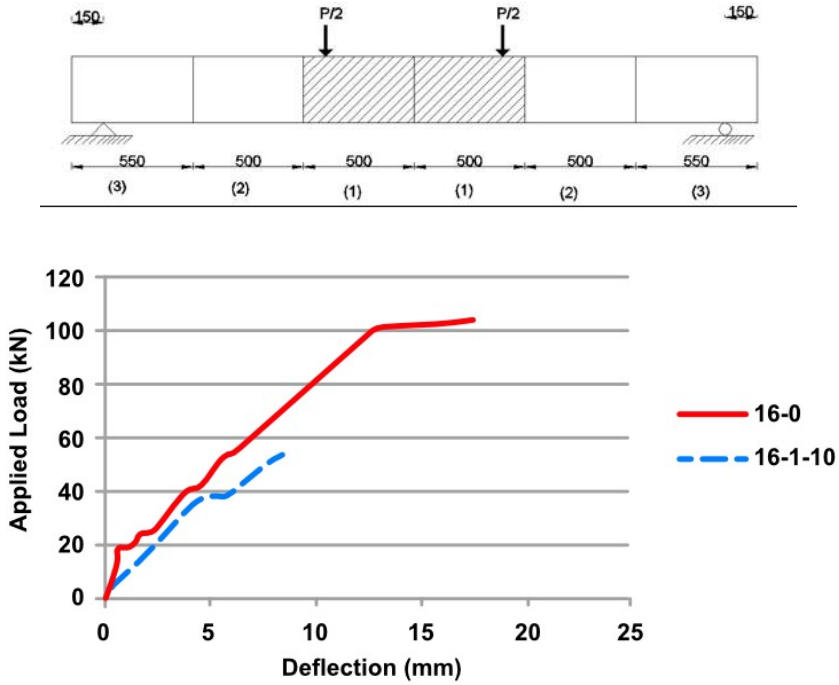


Рис. 9. Диаграмма нагрузка – прогиб для балки с местной прочностью бетона 10 МПа на участке 1
Figure 9. Load – deflection diagram for a beam with local concrete strength of 10 MPa at section 1

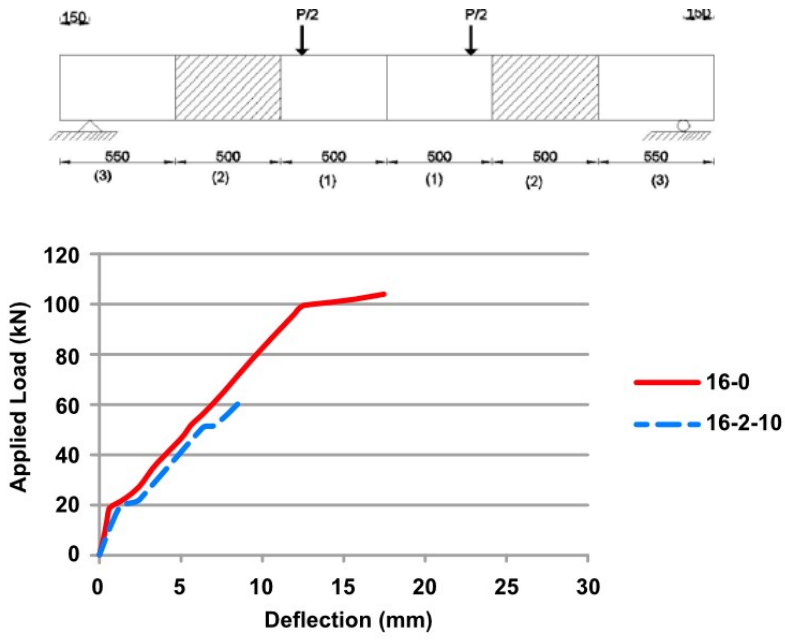


Рис. 10. Диаграмма нагрузка – прогиб для балки с местной прочностью бетона 10 МПа на участке 2
Figure 10. Load – deflection diagram for a beam with local 10 MPa concrete strength at section 2

Случай 16-3-10. В случае 16-3-10 низкопрочный бетон находится в чувствительной к сцеплению части балки (3). Бетон на этом участке имел прочность 10 МПа (рис. 11). Предельная нагрузка и соответствующий прогиб в середине пролета составляли 72,27 кН и 8,98 мм. Кривая

нагрузка – прогиб внезапно оборвалась, когда приложенная нагрузка достигла 72,27 кН. Диаграмма напряжения арматуры показала, что напряжения в арматуре не достигли 512 МПа. Схема напряжений Мизеса показала, что слабый бетон на границе раздела с эталонным бетоном испытывает критическое напряжение. Форма трещин показала, что в первую очередь возникли многочисленные изгибные трещины. Образовалось много трещин на участке, где располагался низкопрочный бетон. Поэтому можно сделать вывод, что в случае 16-3-10 балка испытывает разрушение при изгибе, бетон разрушается до текучести арматуры.

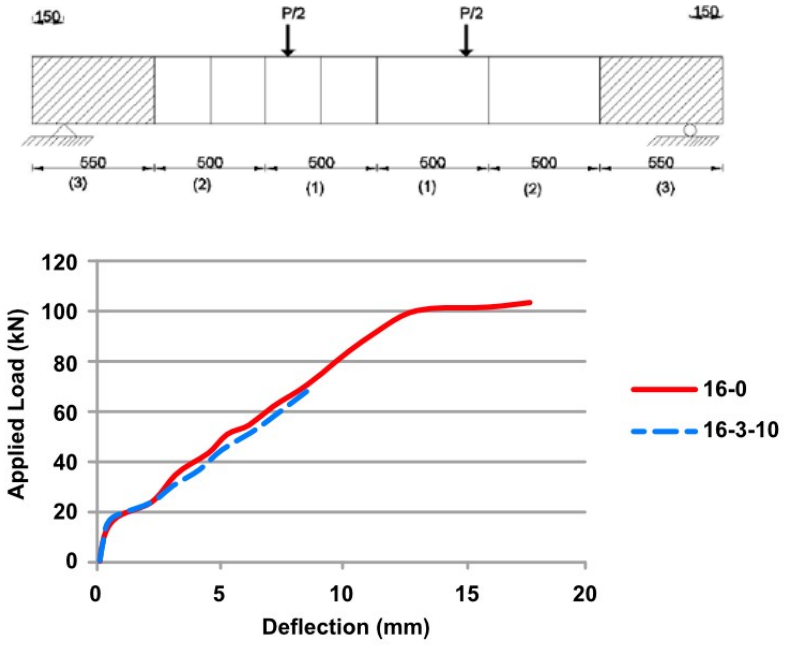


Рис. 11. Диаграмма нагрузка – прогиб для балки с местной прочностью бетона 10 МПа на участке 3

Figure 11. Load – deflection diagram for a beam with local 10 MPa concrete strength at section 3

В табл. 2 приведены сведения о разрушениях всех 4 рассмотренных случаев.

Таблица 2

Случаи режимов разрушения

Наименование случая	Участок низкопрочного бетона	Прочность бетона, МПа	Максимальная нагрузка, кН	Окончательный прогиб, мм	Режим разрушения	PFEA/PFEA0
16-0	Нет	40	104,21	17,33	F-T	1,000
16-1-10	1	10	53,62	8,36	F-C	0,515
16-2-10	2	10	60,26	8,42	F-C	0,578
16-3-10	3	10	72,27	8,98	F-C	0,693

Примечание. В столбце «Режим разрушения»:
F — разрушение от изгиба; T — разрушение по растянутой зоне (арматуре); C — разрушение по сжатой зоне (бетону).

Table 2

Cases of Loading Modes

Case	Section of concrete with low strength	Compressive strength, MPa	Maximum Load, кН	Deflection, mm	Failure mode	PFEA/PFEA0
16-0	No	40	104.21	17.33	F-T	1.000
16-1-10	1	10	53.62	8.36	F-C	0.515
16-2-10	2	10	60.26	8.42	F-C	0.578
16-3-10	3	10	72.27	8.98	F-C	0.693

Note. In the column “Failure mode”:
F — bending failure; T — tensile failure (reinforcement); C — compression failure (concrete).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Когда местный дефект бетона расположен в зоне изгиба железобетонных балок, то для этого случая наблюдается максимальное уменьшение прочности на изгиб.

Зона изгиба наиболее важна, зона сдвига является второй критической зоной, а зона связи является наименее критичной зоной, когда армирование балок способно полностью реализовать свою прочность.

Влияние низкопрочного бетона в середине балки, где действует наибольшее сжимающее напряжение, является наиболее критичным. Влияние низкопрочного бетона у опор является наименее критичным в этом случае.

Когда местная прочность бетона очень низкая, место возникновения бетонных дефектов мало влияет на несущую способность при изгибе.

Если не обеспечивается достаточная длина анкеровки и дефект бетона возникает на опорном конце, балка разрушается так же, как и эталонная.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Scott B.D., Park R., Priestley M.J.N.* Stress — Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates // ACI Journal. 1982. Pp. 13–27.

2. *Demir K.I., Jirsa J.O.* Behavior of concrete under compressive loadings // Journal of the Structural Division. 1969.

3. *Манаенков И.К., Тамразян А.Г.* Учет свойств ограниченного бетона в расчетах железобетонных конструкций // В сб.: Инженерные кадры — будущее инновационной экономики России : Мат. Всеросс. студенческой конф.: в 8 ч. 2015. С. 117–120.

4. *Hsu C., Thomas T., Mo Y.L.* Chapter 9 — Finite Element Modeling of Frames and Walls. Unified Theory of Concrete Structures. John Wiley & Sons, 2010.

5. *Taqieddin Z.N.* Elasto-plastic and damage modeling of reinforced concrete. Louisiana State University, Aug. 2008.

6. *Kim S.H., Riyad S.A.* Ductility of Carbon Fiber-reinforced Polymer (CFRP) Strengthened Reinforced Concrete Beams: Experimental Investigation // Steel and Composite Structures. 2004. Vol. 4 (5). Pp. 333-53.

7. *Chen W.-F.* Chapter 1 — Introduction. Plasticity in Reinforced Concrete. J. Ross Publishing, 2007.

8. *Люблинский В.А., Тамразян А.Г.* Безопасность несущих систем многоэтажных зданий при локальном изменении жесткостных характеристик несущих элементов // В сб.: Бетон и железобетон — взгляд в будущее : науч. тр. III Всеросс. (II Междунар.) конф. по бетону и железобетону: в 7 томах. 2014. С. 90–99.

9. *Тамразян А.Г., Мацеевич Т.А.* Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89–98.

10. *Тамразян А.Г., Орлова М.А.* Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98–105.

11. *Тамразян А.Г., Филимонова Е.А.* О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30–32.

12. *Тамразян А.Г., Манаенков И.К.* К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 41–44.

13. *Тамразян А.Г.* Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирование срока службы железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 5–18.

14. *Willam K.J., Warnke E.D.* Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete // Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. ISMES. Bergamo, Italy, 1975. Vol. 19. P. 174.

15. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11). An ACI Standard and Commentary.

16. *Дудина И.В., Тамразян А.Г.* Обеспечение качества сборных железобетонных конструкций на стадии изготовления // Жилищное строительство. 2001. № 3. С. 8–10.

REFERENCES

1. Scott B.D., Park R., Priestley M.J.N. Stress — Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal*. 1982; 13-27.

2. Demir K.I., Jirsa J.O. Behavior of concrete under compressive loadings. *Journal of the Structural Division*. 1969.

3. Manaenkov I.K., Tamrazyan A.G. Accounting for the properties of limited concrete in the calculations of reinforced concrete structures. *In Collection: Engineering Personnel — the Future of Innovative Economy of Russia. Materials of the All-Russian student conference : in 8 parts*. 2015; 117-120.

4. Hsu C., Thomas T., Mo Y.L. Chapter 9 — Finite Element Modeling of Frames and Walls. *Unified Theory of Concrete Structures*. John Wiley & Sons, 2010.

5. Taqieddin Z.N. *Elasto-plastic and damage modeling of reinforced concrete*. Louisiana State University, Aug. 2008.

6. Kim S.H., Riyad S.A. Ductility of Carbon Fiber-reinforced Polymer (CFRP) Strengthened Reinforced Concrete Beams: Experimental Investigation. *Steel and Composite Structures*. 2004; 4(5):333-53.

7. Chen W.-F. *Chapter 1 — Introduction. Plasticity in Reinforced Concrete*. J. Ross Publishing, 2007.

8. Lublinsky V.A., Tamrazyan A.G. Safety of load-bearing systems of multistory buildings at local change of rigidity characteristics of load-bearing elements. *In Proceedings of the III All-Russian (II International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete : In Seven Volumes*. 2014; 90-99.

9. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability analysis of the reinforced concrete slab with corroded reinforcement. *Building and reconstruction*. 2022; 1(99):89-98.

10.Tamrazyan A.G., Orlova M.A. Experimental studies of stress-strain state of reinforced concrete bending elements with cracks. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2015; 6(53):98-105.

11. Tamrazyan A.G., Filimonova E.A. About influence of stiffness reduction of reinforced concrete floor slabs on bearing capacity under the long-term action of loading. *Industrial and Civil Engineering*. 2012; 7:30-32.

12. Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K. To calculation of bending reinforced concrete elements with indirect reinforcement of compressed zone. *Industrial and Civil Engineering*. 2016; 7:41-44.

13.Tamrazyan A.G. Methodology of analysis and assessment of state reliability and prediction of service life of reinforced concrete structures. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 1(1):5-18.

14. Willam K.J., Warnke E.D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. *Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering*. ISMES. Bergamo, Italy, 1975; 19:174.

15. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11). An ACI Standard and Commentary.

16. Dudina I.V., Tamrazyan A.G. Quality assurance of prefabricated reinforced concrete structures at the stage of manufacturing. *Housing construction*. 2001; 3:8-10.

2024. 1(5). 15–26
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)
ISSN 2949-1622 (PRINT)
ISSN 2949-1614 (ONLINE)
HTTPS://G-B-K.RU

УДК 69.07
DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.15-26
НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Прогнозирование остаточного срока эксплуатации железобетонных конструкций

И.А. Терехов[1*], Н.Н. Трекин[2], Э.Н. Кодыш[3]

[1] Российский университет транспорта (МИИТ), Москва, Российская Федерация
[2] Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
[3] АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений — ЦНИИПромзданий», Москва, Российская Федерация

*terekhov-i@mail.ru

Ключевые слова: железобетонные конструкции, остаточный срок эксплуатации, обследование, категория технического состояния, дефект

История статьи
Поступила в редакцию: 18.10.2023
Доработана: 06.12.2023
Принята к публикации: 16.12.2023

Для цитирования
Терехов И.А., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н. Прогнозирование остаточного срока эксплуатации железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 15–26.

Аннотация. Основными показателями долговечности, которые характеризуют время работы конструкции до наступления аварийного состояния, являются общий срок службы и остаточный срок эксплуатации, определение которых позволяет более обоснованно подойти к вопросу планирования текущего или капитального ремонта в здании.

Рассмотрены наиболее распространенные инженерные методики, которые позволяют прогнозировать для железобетонных конструкций остаточный срок эксплуатации: по нормативным срокам и объектам-аналогам, по внешним признакам, на основе изменения коэффициентов запаса и по критерию прочности. Для ряда методик приведены их модификации. По результатам анализа методик были установлены их основные преимущества и недостатки.

В качестве предложения по совершенствованию существующих подходов предложена методика, в которой за остаточный срок эксплуатации принят интервал между визуальными обследованиями.

Prediction of the Remaining Service Life of Reinforced Concrete Structures

Ivan A. Terekhov[1*], Nikolay N. Trekin[2], Emil N. Kodysh[3]

[1] Russian University of Transport (MIIT), Moscow, , Russian Federation
[2] Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU) , Moscow, Russian Federation
[3] Central Scientific Research and Project Experimental Institute of Industrial Buildings and Constructions, Moscow, Russian Federation

* terekhov-i@mail.ru

Иван Александрович Терехов, кандидат технических наук, доцент, Российский университет транспорта (МИИТ), 127994, г. Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9; eLIBRARY SPIN-код: 5607-3615, e-mail: terekhov-i@mail.ru.
Николай Николаевич Трекин, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4721-2525, e-mail: otks@yandex.ru.
Эмиль Наумович Кодыш, доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник, АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений — ЦНИИПромзданий», 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, д. 46, корп. 2; eLIBRARY SPIN-код: 1559-5834, e-mail: otks@yandex.ru.

© Терехов И.А., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., 2024
This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/

Keywords: reinforced concrete structures, remaining service life, examination, category of technical condition, defect

Article history
Received: 18.10.2023
Revised: 06.12.2023
Accepted: 16.12.2023

For citation
Terekhov I.A., Trekin N.N., Kodysh E.N. Prediction of the Remaining Service Life of Reinforced Concrete Structures. *Reinforced concrete structures.* 2024; 1(5):15-26.

Abstract. The main indicators of durability, which characterize the time of operation of the structure before the onset of an emergency condition, are the total service life and the remaining service life, the determination of which allows a more reasonable approach to the issue of planning current or major repairs in the building. The most common engineering techniques that allow predicting the remaining service life for reinforced concrete structures are considered: according to standard terms and analogous objects, according to external signs, based on changes in reserve coefficients and strength criteria. Their modifications are given for a number of techniques. Based on the results of the analysis of the methods, their main advantages and disadvantages were established. As a proposal to improve the existing approaches, a methodology is proposed in which the interval between visual examinations is taken for the remaining period of operation.

ВВЕДЕНИЕ

Большое количество эксплуатируемых зданий с железобетонными конструкциями приближается к нормативному (проектному) сроку службы или превышает его.

Механическая безопасность и долговечность здания при проектировании обеспечивается путем расчета конструкций по методу предельных состояний, а также назначением мер защиты в зависимости от условий эксплуатации. Оценка общего срока службы в настоящее время на стадии проектирования осуществляется в большинстве случаев укрупнено и является рекомендательной. Это объясняется тем, что при эксплуатации должны проводиться текущие и капитальные ремонты, качество проведения которых может существенно повлиять на продолжительность общего срока службы здания.

Накопление и развитие повреждений может привести к невозможности выполнения конструкцией своих функций на любой стадии жизненного цикла [1–5].

Основными показателями долговечности, которые характеризуют время работы конструкции до наступления аварийного состояния (см. рис. 1), являются общий срок службы $T = (t_u - t_0)$ и остаточный срок эксплуатации $T_i = (t_u - t_i)$ [6–10].

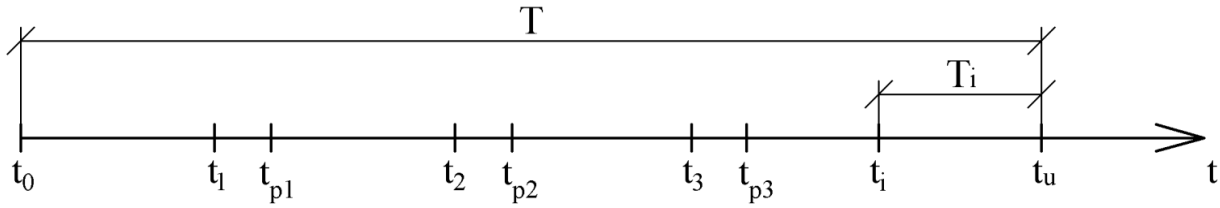


Рис. 1. Срок эксплуатации здания до наступления аварийного состояния:
t_0 — начальный период времени (дата изготовления или строительства);
t_1, t_2, t_3, t_i — время проведения обследований;
t_{p1}, t_{p2}, t_{p3} — время проведения текущего или капитального ремонта;
t_u — время наступления аварийного состояния; T_i — остаточный срок эксплуатации

Figure 1. The life of the building before the onset of an emergency
t_0 — the initial period of time (date of manufacture or construction);
t_1, t_2, t_3, t_i — time of surveys; t_{p1}, t_{p2}, t_{p3} — the time of the current or major repairs;
t_u — the time of occurrence of the emergency state; T_i — remaining service life

Ivan A. Terekhov, Associate Professor of the Russian University of Transport (MIIT), 9, bldg. 9, st. Obraztsova, Moscow, 127994; eLIBRARY SPIN-code: 5607-3615, e-mail: terekhov-i@mail.ru.
Nikolay N. Trekin, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department "Reinforced Concrete and Stone Structures", National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), 129337, Moscow, Yaroslavskoe shosse, 26; eLIBRARY SPIN-code: 4721-2525, e-mail: otks@yandex.ru.
Emil N. Kodysh, Doctor of Technical Sciences, Professor, Chief Researcher, JSC "Central Research and Design Experimental Institute of Industrial Buildings and Structures — Tsniipromzdanii", Moscow 127238, Dmitrovskoe shosse, 46, building 2; eLIBRARY SPIN-code: 1559-5834, e-mail: otks@yandex.ru.

Вероятностный показатель безопасной работы конструкции $P(t)$ за период эксплуатации t зачастую является трудно воспринимаемым в практическом отношении специалистами, осуществляющими эксплуатацию зданий. Затрудняет внедрение вероятностных методов расчета срока эксплуатации также недостаточность статистического материала по срокам эксплуатации зданий в зависимости от условий изготовления, климатических факторов и режима эксплуатации. Поэтому в данной статье рассматриваются инженерные методики, которые позволяют прогнозировать остаточный срок эксплуатации конструкций, а также предложены методы их совершенствования.

При этом актуальность данных вопросов подтверждается тем, что все большее число владельцев зданий, арендаторов и инвесторов заинтересованы в определении фактического остаточного срока эксплуатации, что позволит предотвратить возникновение аварийного состояния, а также более обоснованно подойти к вопросу планирования текущего или капитального ремонта в здании [11–15].

МЕТОД

Определение остаточного срока эксплуатации по нормативным срокам и объектам-аналогам

Данная методика позволяет определить остаточный срок эксплуатации по установленным рекомендуемым срокам службы зданий:

$$T_i = [t_u] - t_i \ , \tag{1}$$

где t_i — фактический срок эксплуатации здания с момента его ввода в эксплуатацию или с момента проведения капитального ремонта;

$[t_u]$ — нормативный срок службы здания или срок, установленный между капитальными ремонтами. В соответствии с ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения», например, для зданий и сооружений массового строительства срок службы принимается не менее 50 лет, а для уникальных зданий не менее 100 лет. По данным [16] ориентировочный срок службы для жилых и общественных зданий принимают 100 лет.

Основным недостатком данного подхода является то, что он дает большую погрешность при определении остаточного срока эксплуатации. Частично данную проблему можно решить, приняв в качестве «эталона» фактический срок службы объектов-аналогов:

$$T_i = t_{u,j} - t_i \ , \tag{2}$$

где $t_{u,j}$ — средний фактический срок службы объектов-аналогов.

В работе [17] также предложена прикладная методика прогнозирования остаточного срока службы для изгибаемых железобетонных конструкций, подверженных коррозии, с учетом опыта эксплуатации объектов-аналогов. Предлагается сформировать базу данных, которая будет содержать информацию о техническом состоянии, в том числе данных о проценте коррозионных повреждениях δ, в зависимости от срока эксплуатации здания t. Далее с учетом этого массива данных строится аппроксимирующая зависимость $\delta = f(t)$, которая для рассматриваемого объекта должна проходить через одну или несколько точек (t_i; δ_i), для которых значение δ_i определяется по результатам детального инструментального обследования (см. рис. 2).

Общий срок службы конструкции t_u определяется по графику до момента наступления предельного значения коррозионных повреждений δ_u, что будет соответствовать полной потере несущей способности железобетонного изгибаемого элемента. Остаточный срок эксплуатации равен $T_i = (t_u - t_i)$.

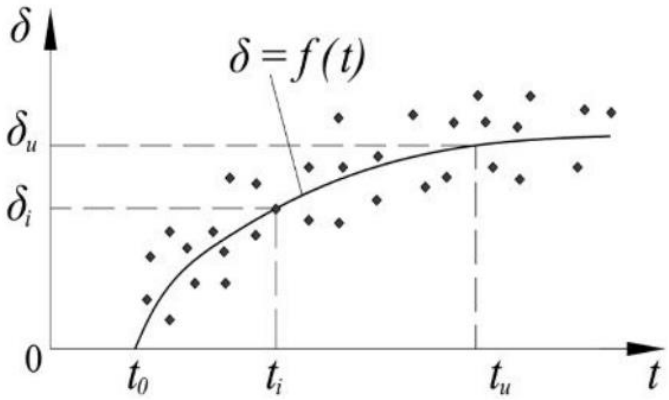


Рис. 2. Аппроксимирующая зависимость коррозионных повреждений с учетом данных по объектам-аналогам

Figure 2. Approximating dependence of corrosion damage, taking into account data on analogue objects

Для получения точного результата необходимо обладать накопленным опытом эксплуатации объектов с различным функциональным назначением в зависимости от климатических условий и режима эксплуатации.

Данные подходы чаще всего используют в качестве дополнения к другим методикам, так как они не могут отвечать требованиям механической безопасности ввиду большого разброса получаемых результатов. При этом в ряде случаев, например при планировании финансирования, необходимого для выполнения текущего или капитального ремонта, при отсутствии опасности обрушения конструкций может быть применен данный подход с учетом опыта эксплуатации объектов-аналогов со схожими дефектами.

Определение остаточного срока эксплуатации по внешним признакам

В 2001 г. в ЦНИИПромзданий были разработаны рекомендации [18], позволяющие определить остаточный ресурс конструкций по их поврежденности, которая зависит от технического состояния. Исходными данными в данных рекомендациях являются результаты визуального обследования [19, 20]. В рекомендациях также приведены таблицы, по которым можно определить техническое состояние по одному наиболее опасному дефекту. Аналогичный подход к назначению категории технического состояния используется и в других документах:

- СТО 70238424.27.010.011–2008. Здания и сооружения объектов энергетики. Методика оценки технического состояния (Приложение Г);
- Методика оценки остаточного ресурса несущих конструкций зданий и сооружений (Приложение Б) [21];
- СП 454.1325800.2019. Здания жилые многоквартирные. Правила оценки аварийного и ограниченно-работоспособного технического состояния (раздел 5).

Поврежденность здания определяется исходя из экспертной оценки с учетом социально-экономических последствий разрушения отдельного вида конструкций:

$$\varepsilon = \frac{\alpha_1\varepsilon_1 + \alpha_2\varepsilon_2 + ... + \alpha_i\varepsilon_i}{\alpha_1 + \alpha_2 + ... + \alpha_i}, \quad (3)$$

где ε_1, ε_2, ... ε_i — поврежденность отдельных видов конструкций;

α_1, α_2, ... α_i — коэффициенты значимости отдельных видов конструкций, назначаемые исходя из восстановительной стоимости данного вида конструкции к общей стоимости восстановительных работ, например, по данным [22]. Также в рекомендациях [18] приведены ориентировочные коэффициенты, которые допускается применять при отсутствии данных по восстановительной стоимости: для плит перекрытия и покрытия $\alpha = 2$, для балок $\alpha = 4$, для ферм $\alpha = 7$, для колонн $\alpha = 8$, для несущих стен и фундаментов $\alpha = 3$, для прочих строительных конструкций $\alpha = 2$.

$$\varepsilon_i = \sum_{k=1}^{k=n} \varepsilon_k \frac{P_k}{P_i}, \tag{4}$$

где ε_k — поврежденность конструкции, определенная в зависимости от категории технического состояния для: работоспособного — $\varepsilon_k = 0{,}05$; ограниченно-работоспособного $\varepsilon_k = 0{,}15…0{,}2$; аварийного — 0,35;

P_k — размеры (площадь или длина) поврежденного участка конструкции, м^2 или м;

P_i — размеры всей конструкции, м^2 или м;

n — число поврежденных участков.

Остаточный срок эксплуатации зависит от постоянной износа λ:

$$T_i = t_{общ} - t_i = \frac{k}{\lambda} - t_i, \tag{5}$$

где k — коэффициент, принимаемый равным:

0,16 — при определении остаточного ресурса до капитального ремонта;

0,22 — при определении остаточного ресурса до аварийного состояния;

$$\lambda = \frac{-\ln y}{t_i}, \tag{6}$$

где $y = 1 - \varepsilon$ — относительная надежность здания или отдельных конструкций;

t_i — срок эксплуатации в годах на момент обследования.

Данную методику успешно применяют многие организации для определения остаточного срока эксплуатации. В статье [23] также предложена модификация данного метода путем введения поправочных коэффициентов к остаточному сроку эксплуатации и/или постоянной износа λ.

В работе [24] предложено также использовать вместо поврежденности показатель физического износа, выраженного в процентах. Физический износ может быть определен для отдельных конструкций $\Phi_к$ по результатам сравнения фактических признаков износа с табличными данными, приведенными в ВСН 53-86 (р) «Правила оценки физического износа жилых зданий». При этом подход к определению физического износа здания в целом Φ_i и отдельной конструкции $\Phi_к$ является схожим с определением поврежденности по формулам (3), (4). Формула по определению остаточного срока эксплуатации через среднее время безотказной работы конструкции в данном случае будет представлена в виде:

$$T_i = \bar{t} - t_i, \tag{7}$$

где $\bar{t}$ — среднее время безотказной работы:

$$\bar{t} = \frac{t_i}{-In\left(1 - \frac{\Phi_i}{100}\right)}. \quad (8)$$

Однако необходимо отметить и недостатки данного подхода:

1. Поврежденность здания определяется усреднено по всем конструкциям, что может привести к ситуации, при которой часть конструкций будет находиться в аварийном состоянии, а все здание в целом будет ограниченно-работоспособным.

2. Рассмотренные документы оценивают техническое состояние по одному дефекту. При этом конструкция может иметь несколько близко расположенных дефектов, которые совместно будут более негативно влиять на несущую способность конструкции.

3. Постоянная износа уменьшается при снижении надежности конструкции и с течением времени. Это приводит к тому, что остаточный срок эксплуатации возрастает при увеличении возраста здания.

4. Коэффициенты значимости в сборниках [22] равны удельным весам элементов от общей стоимости элементов здания. Сборники требуют актуализации в связи с тем, что в них отсутствуют современные конструктивные решения, например для монолитных каркасных жилых зданий с самонесущими стенами и вентилируемым фасадом.

5. В ГОСТ 31937–2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» отсутствуют данные по соответствию физического износа и категории технического состояния.

Определение остаточного срока эксплуатации на основе изменения коэффициентов запаса

В работе [25] был предложен метод определения остаточного срока эксплуатации, базирующийся на отслеживании изменения коэффициентов запаса по первой и второй группам предельных состояний, а также конструктивных требований.

Рассматривая первую группу предельных состояний, определяется коэффициент запаса $k_{i,n}$, равный отношению расчетных прочностных характеристик материалов R_i к значению функции $F_i(x_m)$, которая описывает загруженность конструкции по видам расчета (прочность, устойчивость и т.д.):

$$k_{i,n} = \frac{R_{i,n}}{[F_i(x_m)]_n} \geq 1,0. \quad (9)$$

Аналогичный подход используется во второй группе предельных состояний и конструктивных требований:

$$k_{j,n} = \frac{s_{j,n}}{[S_j(y_m)]_n} \geq 1,0,\ k_{k,n} = \frac{c^p{}_{k,n}}{C^p{}_{k,n}} \geq 1,0, \quad (10)$$

где $S_j(y_m)$ — функция, описывающая деформированное состояние конструкции по j виду расчета (прогиб, перемещение, ширина раскрытия трещин и т.д.);

s_j — предельные значения j деформации;

C_k — конструктивный параметр, установленный в проекте (размеры поперечного сечения, допуски и т.д.);

c_k — предельное значение конструктивного параметра;

p — показатель степени, принимаемый p = 1,0 в случае нормативных требований $c_k \geq C_k$ и p = –1,0 в случае нормативных требований $c_k \leq C_k$.

На начальном этапе конструкция должна находиться в нормативном состоянии, т.е. все коэффициенты запаса должны быть не менее 1,0. В методике принято, что значение коэффициента запаса по первой группе предельных состояний $k_{i,n}$ не может быть меньше 1,0, эксплуатация в данном случае не допускается. Изменение коэффициента запаса во времени принято в виде квадратичной функции (см. рис. 3) [25].

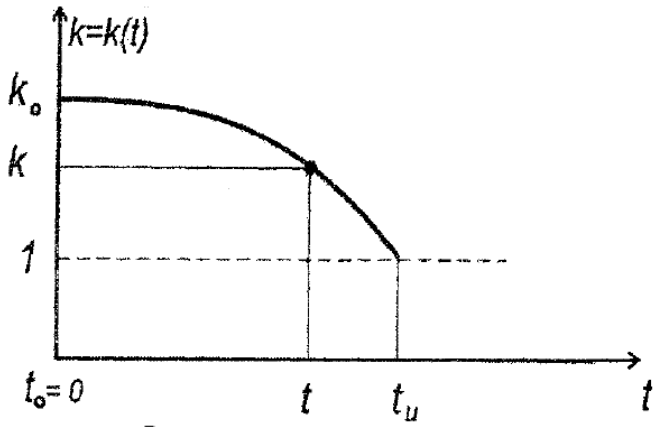


Рис. 3. Зависимость коэффициента запаса от времени по первой группе предельных состояний
Figure 3. Dependence of the safety factor on time for the first group of limit states

Время, при котором коэффициент запаса по первой группе предельных состояний достигнет наименьшее допустимое значение, будет выражаться по формуле:

$$t_u = t_i \sqrt{(k_0 - 1) / (k_0 - k)}. \quad (11)$$

Допускается применение более сложных аппроксимирующих зависимостей при наличии других характерных параметрических точек.

Остаточный срок эксплуатации будет определяться по наименьшему сроку t_u, определенному по первой и второй группам предельных состояний, а также конструктивных требований:

$$T_i = t_u - t_i. \quad (12)$$

В методике также предлагается введение к сроку T_i дополнительного понижающего коэффициента, учитывающего влияние нерассмотренных факторов в методике.

Основным недостатком методики является то, что для определения указанных коэффициентов запаса необходимо обладать значительным объемом достоверной информации, полученным по результатам детального инструментального обследования, а также выполненным поверочным расчетам. Однако данный подход может быть применен для наиболее ответственных (ключевых) конструкций, обеспечивающих механическую безопасность всего здания.

Методика оценки остаточного срока эксплуатации по критерию прочности

Данный подход составлен с учетом методик [21, 26] и может быть применен для оценки остаточного срока эксплуатации несущих железобетонных конструкций. Исходными параметрами в методике могут являться площадь поперечного сечения A_b, площадь арматуры A_s, прочность бетона R_b, значения которых должны быть получены на момент строительства и обследования конструкций. Прогнозирование износа для данных параметров происходит путем экстраполяции (см. рис. 4). Точками 1, 3, 6 на данном графике обозначены фактические значения

уменьшенной площади поперечного сечения бетона, прочности бетона, площади арматуры соответственно. Точка 2 соответствует прочности бетона в момент времени T_0. Срок карбонизации защитного слоя бетона характеризуется точкой 5.

Основным критерием в данной методике выступает условие прочности:

$$\frac{F_{ult}}{F} \geq 0,7, \tag{13}$$

где F — усилие от внешних нагрузок и воздействий в рассматриваемом сечении;

F_{ult} — предельное усилие, которое может быть воспринято в данном сечение.

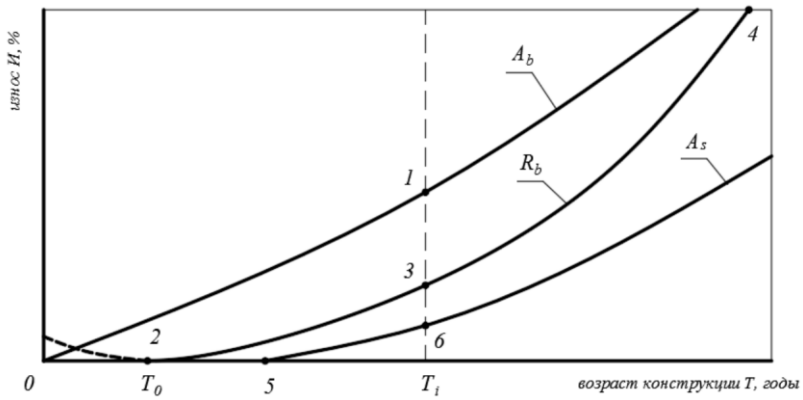


Рис. 4. Изменение во времени параметров
Figure 4. Time change of parameters

Для определения остаточного срока эксплуатации предлагается построить ряд кривых, характеризующих условие прочности для различных расчетных ситуаций. На рис. 5 приведены кривые различных критериев прочности, включая снижение несущей способности по нормальным сечениям (1), наклонным сечениям на действие поперечной силы (4) и на совместное действие поперечной силы и изгибающего момента (3). График (2) показывает возможность продления эксплуатации после снижения временной нагрузки при достижении графиком (1) предельного значения.

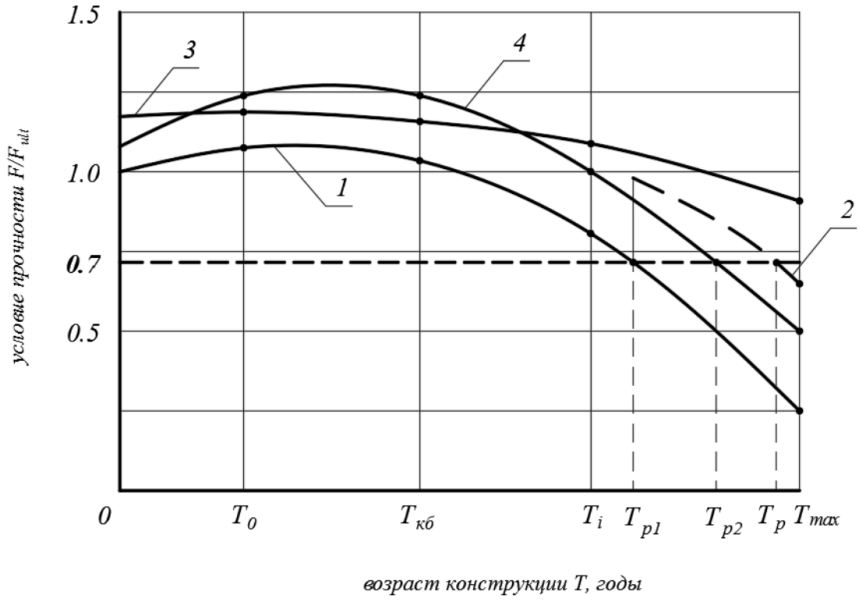


Рис. 5. Кривые изменения различных условий прочности
Figure 5. Curves of changes in various strength conditions

Полученное значение T_p по графику будет соответствовать сроку эксплуатации до проведения капитального ремонта. Остаточный срок эксплуатации будет равен:

$$T = T_p - T_i. \quad (14)$$

Недостатки данной методики аналогичны методике, разработанной на основе изменения коэффициентов запаса.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

При рассмотрении основных инженерных подходов к прогнозированию остаточного срока эксплуатации установлено, что, несмотря на все недостатки, наиболее распространенным и применяемым в настоящее время является подход к оценке срока по внешним признакам, который нуждается в корректировке.

На базе данных рекомендаций в статье [27] была предложена методика, при которой в качестве остаточного срока эксплуатации принят интервал между визуальными обследованиями. Максимальное значение данного срока принято согласно ГОСТ 31937–2011, равное 10 лет для работоспособного и нормативного технического состояния конструкции. При наличии дефектов и повреждений данный срок снижается до нуля при аварийном состоянии [28, 29]. Данная методика также предлагает учет совместного влияния дефектов на категорию технического состояния [30]. Допустимый срок эксплуатации устанавливается по конструкции, которая находится в наихудшем техническом состоянии с точностью до месяца. Данный срок может быть пересмотрен, например, после проведения ремонтных работ или очередного визуального обследования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проблема долговечности особенно остро проявляется при реконструкции и капитальном ремонте зданий и сооружений и оценке эксплуатационных качеств конструкций в момент контроля их технического состояния.

Расчет остаточного срока эксплуатации с соблюдением требований механической безопасности в общем виде должен основываться на положениях, при которых за период эксплуатации с момента проведения обследования не наступит аварийное состояние конструкции.

Применяемая методика должна содержать рекомендации по учету совместного влияния дефектов на категорию технического состояния и учитывать условия эксплуатации.

Предлагается к использованию методика, основанная на результатах визуального обследования, в которой в качестве срока безопасной эксплуатации принят интервал между обследованиями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Бондаренко В.М., Колчунов В.И.* Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 2. С. 28–31.

2. *Казачек В.Г.* Проблемы нормирования сроков службы зданий и сооружений // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F: Строительство. Прикладные науки. 2010. № 6. С. 56–71.

3. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Ярмаковский В.Н., Ерофеев В.Т.* О современных методах обеспечения долговечности железобетонных конструкций // Academia. Архитектура и строительство. 2015. № 1. С. 93–102.

4. *Zheng Y., Zhang Y., Zhuo J., Zhang Y., Wan C.* A review of the mechanical properties and durability of basalt fiber-reinforced concrete // Construction and Building Materials. 2022. Vol. 359. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129360

5. *Alexander M., Beushausen H.* Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures — review and critique // Cement and Concrete Research. 2019. Vol. 122. Pp. 17–29. DOI: 10.1016/j.cemconres.2019.04.018

6. *Селяев В.П., Бондаренко В.М., Селяев П.В.* Прогнозирование ресурса железобетонных изгибаемых элементов, работающих в агрессивной среде, по первой стадии предельных состояний // Региональная архитектура и строительство. 2017. № 2 (31). С. 14–24.

7. *Тамразян А.Г.* Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирование срока службы железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 5–18.

8. *Травуш В.И., Мамин А.Н., Кодыш Э.Н., Бобров В.В., Долгова Т.В.* Техническое состояние несущих конструкций Останкинской телевизионной башни после 50 лет эксплуатации // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 3. С. 31–36.

9. *Torres Martín J.E., Rebolledo Ramos N., Chinchón-Payá S., Otero García F., de Haan L.* Durability of a reinforced concrete structure exposed to marine environment at the Málaga dock // Case Studies in Construction Materials. 2022. Vol. 17. P. e01582. DOI: 10.1016/j.cscm.2022.e01582

10. *Demis S., Papadakis V.G.* Durability design process of reinforced concrete structures — Service life estimation, problems and perspectives // Journal of Building Engineering. 2019. Vol. 26. DOI: 10.1016/j.jobe.2019.100876

11. *Моисеенко Р.П.* Новый вариант расчета долговечности конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 2015. № 3 (260). С. 12–17.

12. *Пшеничкина В.А., Сухина К.Н., Бабалич В.С., Сухин К.А.* Оценка остаточного ресурса несущих железобетонных конструкций эксплуатируемых промышленных зданий. М. : Изд-во АСВ, 2017. 176 с.

13. *Taffese W.Z., Nigussie E., Isoaho J.* Internet of Things based Durability Monitoring and Assessment of Reinforced Concrete Structures // Procedia Computer Science. 2019. Vol. 155. Pp. 672–679. DOI: 10.1016/j.procs.2019.08.096

14. *Taffese W.Z., Sistonen E.* Machine learning for durability and service-life assessment of reinforced concrete structures: Recent advances and future directions // Automation in Construction. 2017. Vol. 77. Pp. 1–14. DOI: 10.1016/j.autcon.2017.01.016

15. *Wang Z., Jin W., Dong Y., Frangopol D.M.* Hierarchical life-cycle design of reinforced concrete structures incorporating durability, economic efficiency and green objectives // Engineering Structures. 2018. Vol. 157. Pp. 119–131. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.11.022

16. *Перельмутер А.В.* Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. М. : Изд-во АСВ, 2007. 256 с.

17. *Смоляго Г.А., Фролов Н.В.* Прикладной способ прогнозирования коррозионных повреждений и остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с учетом опыта эксплуатации объектов-аналогов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2019. № 2. С. 49–54.

18. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам. М. : ФГУП ЦПП, 2001. 100 с.

19. *Добромыслов А.Н.* Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам. М. : АСВ, 2008. 72 с.

20. *Келасьев, Н.Г. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Терехов И.А., Шмаков Д.С., Чаганов А.Б.* Определение срока службы конструкций, зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 2. С. 12–17.

21. Методика оценки остаточного ресурса несущих конструкций зданий и сооружений. ФАУ «ФЦС», 2018. 50 с. URL: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp34_2018.pdf

22. Сборники укрупненных показателей восстановительной стоимости зданий и сооружений для переоценки основных фондов. УПВС Онлайн. 2022. URL: https://upvs-online.ru/

23. *Гаврильев И.М., Корольков Д.И., Гравит М.В.* Модифицированная методика расчета остаточного ресурса с использованием экспоненциального распределения // Вестник Евразийской науки. 2019. № 2. URL: https://esj.today/PDF/49SAVN219.pdf

24. *Смоляго Г.А., Фролов Н.В.* Современные подходы к расчету остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2019. Т. 21. № 6. С. 88–100.

25. *Шматков С.Б.* Расчет остаточного ресурса строительных конструкций зданий и сооружений // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2007. № 22 (94). С. 56–57.

26. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов. М. : ГП «Информавтодор», 2002. 140 с.

27. *Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Терехов И.А., Шмаков С.Д., Щедрин О.С.* Методика определения эксплуатационной безопасности зданий и их конструкций // Academia. Архитектура и строительство. 2022. № 4. С. 152–159.

28. *Федоров В.С., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Терехов И.А*. Критерии для оценки категории технического состояния железобетонных колонн, ригелей, балок и ферм // Строительство и реконструкция. 2023. № 3 (107). С. 58–69.

29. *Терехов И.А.* Критерии оценки технического состояния железобетонных плит при коррозии арматуры // Строительство и реконструкция. 2022. № 6 (104). С. 128–139.

30. *Ефремов А.М., Бойко Д.В., Сергеевцев Е.Ю., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Терехов И.А., Шмаков С.Д.* Учет совместного влияния дефектов на несущую способность конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 8. С. 11–18.

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. The concept and directions of development of the theory of structural safety of buildings and structures under the influence of force and environmental factors. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2013; 2: 28-31.

2. Kazachek V.G. Normalization problems of life cycles of buildings and constructions. *Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta. Serija F: Stroitel'stvo. Prikladnye nauki.* 2010; 6:56-71.

3. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Yarmakovskiy V.N., Erofeev V.T. The modern methods for ensuring of the reinforced concrete structures durability. *Academia. Arhitektura i stroitel'stvo*. 2015; 1:93-102.

4. Zheng Y., Zhang Y., Zhuo J., Zhang Y., Wan C. A review of the mechanical properties and durability of basalt fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*. 2022; 359. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129360

5. Alexander M., Beushausen H. Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures — review and critique. *Cement and Concrete Research*. 2019; 122:17-29. DOI: 10.1016/j.cemconres.2019.04.018

6. Selyaev V.P., Bondarenko V.M., Selyaev P.V. Forecasting the service life (resource) of reinforced concrete bending elements working in aggressive environment at the first stage of limit states. *Regional'naja arhitektura i stroitel'stvo*. 2017; 2(31): 14-24.

7. Tamrazyan A.G. Methodology for the analysis and assessment of the reliability of the state and prediction the service life of reinforced concrete structures. *Zhelezobetonnye konstrukcii*. 2023; 1(1):5-18.

8. Travush V.I., Mamin A.N., Kodysh E.N., Bobrov V.V., Dolgova T.V. Technical condition of the bearing structures of the ostankino tv tower after 50 years of operation. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo.* 2021; 3:31-36.

9. Torres Martín J.E., Rebolledo Ramos N., Chinchón-Payá S., Otero García F., de Haan L. Durability of a reinforced concrete structure exposed to marine environment at the Málaga dock. *Case Studies in Construction Materials*. 2022; 17:e01582. DOI: 10.1016/j.cscm.2022.e01582

10. Demis S., Papadakis V.G. Durability design process of reinforced concrete structures — Service life estimation, problems and perspectives. *Journal of Building Engineering*. 2019; 26. DOI: 10.1016/j.jobe.2019.100876

11. Moiseenko R.P. A new way for calculating structural durability. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii*. 2015; 3(260):12-17.

12. Pshenichkina V.A., Sukhina K.N., Babalich V.S., Sukhin K.A. *Assessment of the residual life of load-bearing reinforced concrete structures of operated industrial buildings*. Moscow, Izd-vo ASV, 2017; 176.

13. Taffese W.Z., Nigussie E., Isoaho J. Internet of Things based Durability Monitoring and Assessment of Reinforced Concrete Structures. *Procedia Computer Science*. 2019; 155:672-679. DOI: 10.1016/j.procs.2019.08.096

14. Taffese W.Z., Sistonen E. Machine learning for durability and service-life assessment of reinforced concrete structures: Recent advances and future directions. *Automation in Construction*. 2017; 77:1-14. DOI: 10.1016/j.autcon.2017.01.016

15. Wang Z., Jin W., Dong Y., Frangopol D.M. Hierarchical life-cycle design of reinforced concrete structures incorporating durability, economic efficiency and green objectives. *Engineering Structures*. 2018; 157:119-131. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.11.022

16. Perelmuter A.V. Selected problems of reliability and safety of building structures. Moscow, Izd-vo ASV, 2007; 256.

17. Smolyago G.A., Frolov N.V. Applied method for predicting corrosion damages and remaining resource of bendable reinforced concrete elements taking into account operating experience of similar projects. *Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo tehnologicheskogo universiteta im. V.G. Shuhova*. 2019; 2:49-54.

18. Recommendations for assessing the reliability of building structures of buildings and structures by external signs. Moscow, FGUP TsPP, 2001; 100.

19. Dobromyslov A.N. *Assessment of the reliability of buildings and structures by external signs*. Moscow, ASV, 2008; 72.

20. Kelasiev N.G., Kodysh E.N., Trekin N.N., Terekhov I.A., Shmakov D.S., Chaganov A.B. Determining the service life of structures, buildings and facilities. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2020; 2:12-17.

21. Methodology for assessing the residual resource of the supporting structures of buildings and structures. FAU “FTsS”, 2018; 50. URL: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp34_2018.pdf

22. Collections of aggregated indicators of the replacement cost of buildings and structures for the revaluation of fixed assets. UPVS Online. 2022. URL: https://upvs-online.ru/

23. Gavriliev I.M., Korolkov D.I., Gravit M.V. Modified method for calculating residual resource using exponential distribution. *Vestnik Evrazijskoj nauki*. 2019; 2. URL: https://esj.today/PDF/49SAVN219.pdf

24. Smolyago G.A., Frolov N.V. Modern approaches to residual life calculation of flexural steel concrete elements with corrosion damage. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta*. 2019; 21(6):88-100.

25. Shmatkov S.B. Calculation of the residual resource of building structures of buildings and structures. *Vestnik Juzhno-Ural'skogo gosudarstvennogo universiteta. Serija: Stroitel'stvo i arhitektura*. 2007; 22(94):56-57.

26. Methods of calculation forecasting of the service life of reinforced concrete superstructures of road bridges. Moscow, GP “Informavtodor”, 2002; 140.

27. Trekin N.N., Kodysh E.N., Terekhov I.A., Shmakov S.D., Shchedrin O.S. Methodology for determining the operational safety of buildings and their structures. *Academia. Arhitektura i stroitel'stvo.* 2022; 4:152-159.

28. Fedorov V.S., Trekin N.N., Kodysh E.N., Terekhov I.A. Criteria for assessing the category of technical condition of reinforced concrete columns, crossbars, beams and trusses. *Stroitel'stvo i rekonstrukcija*. 2023; 3(107):58-69.

29. Terekhov I.A. Criteria for assessing the technical condition of reinforced concrete slabs during reinforcement corrosion. *Stroitel'stvo i rekonstrukcija*. 2022; 6(104):128-139.

30. Efremov A.M., Boyko D.V., Sergeevtsev E.Yu., Trekin N.N., Kodysh E.N., Terekhov I.A., Shmakov S.D. Taking into account the joint effect of defects on the bearing capacity of structures. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2022; 8:11-18.

2024. 1(5). 27–44

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)
ISSN 2949-1614 (ONLINE)
HTTPS://G-B-K.RU

УДК 624.046
DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.27-44

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Оценка прочности и деформативности уголковых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях

Г.П. Тонких[1, 2], Д.А. Чесноков[3*]

[1] Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
[2] ФГБУ Всероссийский научно-исследовательский институт по проблемам гражданской обороны и чрезвычайных ситуаций МЧС России (ФГБУ ВНИИ ГО ЧС (ФЦ)), Москва, Российская Федерация
[3] АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД», Химки, Российская Федерация

*chesnokovdenis23@gmail.com

Ключевые слова: сталежелезобетонные перекрытия, сдвиговое соединение, анкерные упоры, частичное объединение

История статьи
Поступила в редакцию: 06.11.2023
Доработана: 07.12.2023
Принята к публикации: 15.12.2023

Для цитирования
Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Оценка прочности и деформативности уголковых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 27–44.

Аннотация. Существующие подходы к проектированию узлов объединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий оперируют прочностными и деформативными характеристиками анкерных упоров, которые определяются путем сдвиговых испытаний. В статье рассмотрены основные механизмы разрушения узла объединения сталежелезобетонного перекрытия на уголковых анкерных упорах, закрепляемых с помощью стальных дюбелей; дана оценка влияния основных конструктивных параметров узла на прочность и деформативность данных упоров. В статье проанализированы результаты сдвиговых испытаний, выполненных как авторами, так и другими исследователями. Установлена зависимость прочности и деформативности уголковых анкерных упоров от их высоты, ориентации относительно вектора сдвигающей силы и геометрических параметров профилированного настила.

Strength and Ductility Evaluation of L-Shape Shear Connectors in Composite Floors

Gennadij P. Tonkikh[1, 2], Denis A. Chesnokov[3*]

[1] Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)
[2] FSBI All-Russian Research Institute for Civil Defense and Emergency Situations of the Ministry of Emergency Situations of Russia (FSBI Research Institute of Emergency Situations (FC)), Moscow, Russian Federation
[3] Hilti Distribution LTD, Khimki, Russian Federation

*chesnokovdenis23@gmail.com

Геннадий Павлович Тонких, доктор технических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; главный научный сотрудник ФГБУ ВНИИ ГО ЧС МЧС России, 121352, г. Москва, ул. Давыдковская, д. 7; eLIBRARY SPIN-код: 3954-1917, Scopus: 57193269798, e-mail: 5059144@mail.ru.
Денис Александрович Чесноков, инженер по сертификации, АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД»; 141402, г. Химки, ул. Ленинградская, д. 25; eLIBRARY SPIN-код: 1405-2285, Scopus: 58286397100, ResearcherID: AFZ-3326-2022, ORCID: 0000-0002-4620-4442, e-mail: chesnokovdenis23@gmail.com.

© Тонких Г.П., Чесноков Д.А., 2024
This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/

Keywords: type composite floors, shear connection, shear connectors, partial connection

Article history

Received: 06.11.2023

Revised: 07.12.2023

Accepted: 15.12.2023

For citation

Tonkikh G.P., Chesnokov D.A. Strength and Ductility Evaluation of L-Shape Shear Connectors in Composite Floors. *Reinforced concrete structures.* 2024; 1(5):27-44.

Abstract. Existing composite floor design approaches require technical data on strength and ductility of shear connectors, which can be defined only by shear tests. The article discusses the failure modes of composite floor shear connection, made of powder-actuated shear connectors. The influence assessment of the main detailing parameters on the strength and deformability of shear connectors was executed. The database for analysis included the results of shear tests performed by both the authors and other researchers. According to the results of the study, the dependence of the strength and deformability of shear connectors on their height, orientation relative to the shear force vector, the strength of the concrete slab and the geometric parameters of the profiled flooring was estimated.

ВВЕДЕНИЕ

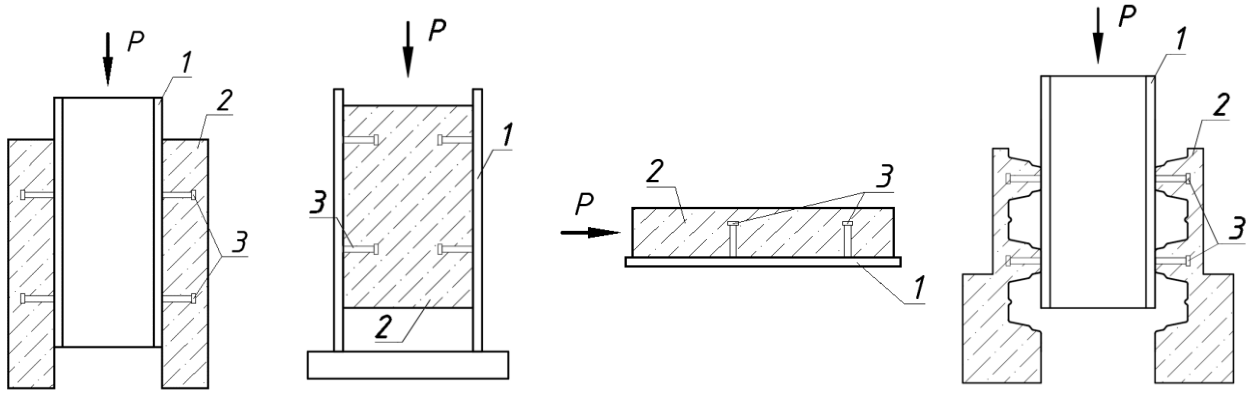
Проектирование сталежелезобетонного балочного перекрытия включает в себя этап расчета и проектирования конструкции его объединения. В качестве такой конструкции применяются анкерные упоры различных конфигураций, закрепляемые с помощью сварки, дюбелей или болтового соединения [1–3]. Ключевыми характеристиками упоров с точки зрения проектирования конструкции объединения являются их несущая способность на сдвиг и податливость при действии сдвигающей нагрузки [4, 5].

При расчете несущей способности анкерных упоров по СП 266.1325800.2016 [6] проектировщики используют расчетные формулы для приварных упоров. Для иных видов упоров применяются данные их производителей, которые основываются, как правило, на результатах испытаний. Наиболее распространенной является схема испытания образца, включающего в себя двутавровую балку, соединенную с двумя монолитными железобетонными плитами с помощью нескольких анкерных упоров (push-out test) (рис. 1, *a*). Существуют альтернативные схемы испытания с одной (рис. 1, *b*, *c*) [7, 8] или двумя (рис. 1, *d*) плитами [9]. Несмотря на преимущества, указываемые авторами данных методов, стандартная схема испытания с двумя плитами (рис. 1, *a*) остается эталоном, включенным в нормативную базу разных стран [10, 11]. В отдельных случаях исследования напряженно-деформируемого состояния конструкции объединения могут быть дополнены испытаниями полноразмерных балочных перекрытий [12, 13] или численным моделированием [14–16], однако для получения исходных данных для проектирования эти изыскания не являются обязательными.

Податливость упоров при действии сдвигающей нагрузки позволяет классифицировать их как жесткие или гибкие, что в отдельных случаях оказывает влияние на выбор методики расчета. Так, например, при расчете конструкции объединения на гибких упорах по EN 1994-1 [11] проектировщик может запроектировать сталежелезобетонное балочное перекрытие с частичным объединением [17]. Данная методика расчета предполагает использование пластических свойств материалов конструкции, за счет чего требуемое количество упоров может быть снижено без потери расчетной несущей способности перекрытия [18, 19]. В EN 1994-1 критерием, позволяющим считать анкерные упоры гибкими, является их нормативная податливость.

Gennadij Pavlovich Tonkih, doctor of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Chief Researcher of the Federal State Budgetary Research Institute of the Ministry of Emergency Situations of Russia, 7 Davydkovskaya str., Moscow, 121352, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3954-1917, Scopus: 57193269798, e-mail: 5059144@mail.ru.

Denis Alexandrovich Chesnokov, approval engineer, Hilti Distribution LTD, 25 Leningradskaya st., Khimki, 141402, Russian Federation, eLIBRARY SPIN-code: 1405-2285, Scopus: 58286397100, ResearcherID: AFZ-3326-2022, ORCID: 0000-0002-4620-4442, e-mail: chesnokovdenis23@gmail.com.



a *b* *c* *d*

Рис. 1. Схемы испытания анкерных упоров:
a — по ГОСТ Р 58336; *b* — Р. Бакби [7]; *c* — М.Г. Карповского [8]; *d* — Лин-Чжу Чена [9]

Figure 1. Shear connectors test scheme:
a — according to the GOST R 58336; *b* — R. Buckby [7]; *c* — M.G. Karpovskiy [8]; *d* — Ling-Zhu Chen [9]

Если при воздействии сдвигающей нагрузки на образец (испытание по схеме, показанной на рис. 1, *a*) перемещение двутавра относительно железобетонных плит составило более 6 мм, упор может считаться гибким. В настоящее время в СП 266.1325800 для описания упоров и требований к ним используются термины «жесткий» и «гибкий», однако отсутствует какой-либо критерий для практической оценки податливости того или иного типа упоров. Принимая во внимание тот факт, что любое балочное сталежелезобетонное перекрытие по СП 266.1325800 считается с «полным объединением», отсутствие критерия гибкости упора не является критическим, однако его введение позволило бы применять более эффективные с точки зрения использования ресурсов методики расчета.

Ранее авторами была выполнена программа сдвиговых испытаний уголковых анкерных упоров Hilti X-HVB, закрепляемых с помощью стальных дюбелей, включающая в себя испытания серий из трех образцов с различной конфигурацией плит [20]. По результатам предварительного анализа результатов для статистической обработки и оценки были отобраны 5 серий испытаний без профилированного настила и 6 серий с профилированным настилом. Параметры образцов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Программа испытаний уголковых упоров

Серия	Ориентация упоров относительно балки	Количество упоров в образце, шт.	Толщина железобетонных плит, мм	Высота упоров h_{an}, мм	Марка профнастила	Ширина гофры профнастила b_0, мм	Высота гофры профнастила h, мм	Прочность бетона R_m, МПа
X-120P	Параллельно	8	110	95	–	–	–	47,2
X-150P	Параллельно	8	150	125	–	–	–	39,4
X-160P	Параллельно	8	160	140	–	–	–	42,8
X-120T	Перпендикулярно	8	110	95	–	–	–	41,9
X-150T	Перпендикулярно	8	150	125	–	–	–	40,1
X-120T-N44	Перпендикулярно	12	150	125	HC44	118	44	41,8

Продолжение таблицы 1

Серия	Ориентация упоров относительно балки	Количество упоров в образце, шт.	Толщина железобетонных плит, мм	Высота упоров h_{an}, мм	Марка профнастила	Ширина гофры профнастила b_0, мм	Высота гофры профнастила h, мм	Прочность бетона R_m, МПа
Х-150Т-N44	Перпендикулярно	12	110	95	НС44	118	44	46,0
Х-120Р-N44	Параллельно	6	150	125	НС44	118	44	39,5
Х-150Т-N75	Перпендикулярно	12	110	95	Н75	82	75	39,7
Х-150Р-N60	Параллельно	12	150	125	Н60	141	60	38,4
Х-150Т-N60	Перпендикулярно	6	150	125	Н60	71	60	41,0

Table 1

Shear connectors test program

Series	Connector orientation	Number of connectors in specimen	Slab thickness, mm	Connector height h_{an}, mm	Deck type	Deck width b_0, mm	Deck height h, mm	Concrete strength R_m, MPa
X-120P	Parallel	8	110	95	–	–	–	47.2
X-150P	Parallel	8	150	125	–	–	–	39.4
X-160P	Parallel	8	160	140	–	–	–	42.8
X-120T	Tranverse	8	110	95	–	–	–	41.9
X-150T	Tranverse	8	150	125	–	–	–	40.1
X-120T-N44	Tranverse	12	150	125	HC44	118	44	41.8
X-150T-N44	Tranverse	12	110	95	HC44	118	44	46.0
X-120P-N44	Parallel	6	150	125	HC44	118	44	39.5
X-150T-N75	Tranverse	12	110	95	H75	82	75	39.7
X-150P-N60	Parallel	12	150	125	H60	141	60	38.4
X-150T-N60	Tranverse	6	150	125	H60	71	60	41.0

Помимо сдвиговых испытаний образцов были проведены испытания бетонных кубов на сжатие по методике ГОСТ 18105–2018 [21] с целью контроля прочности бетона образцов.

МЕТОД

Для оценки прочностных и деформативных параметров уголковых анкерных упоров были использованы данные, полученные во время сдвиговых испытаний: протоколы испытаний с графиками нагрузка – перемещения для образцов со съемной (рис. 2) и несъемной опалубкой (рис. 3), фото- и видеофиксация испытаний. Зависимость прочности и деформативности уголковых анкерных упоров от их высоты, ориентации относительно вектора сдвигающей силы,

прочности бетона плиты и геометрических параметров профилированного настила оценивалась путем сопоставления результатов различных испытаний на общих графиках и сводных таблицах.

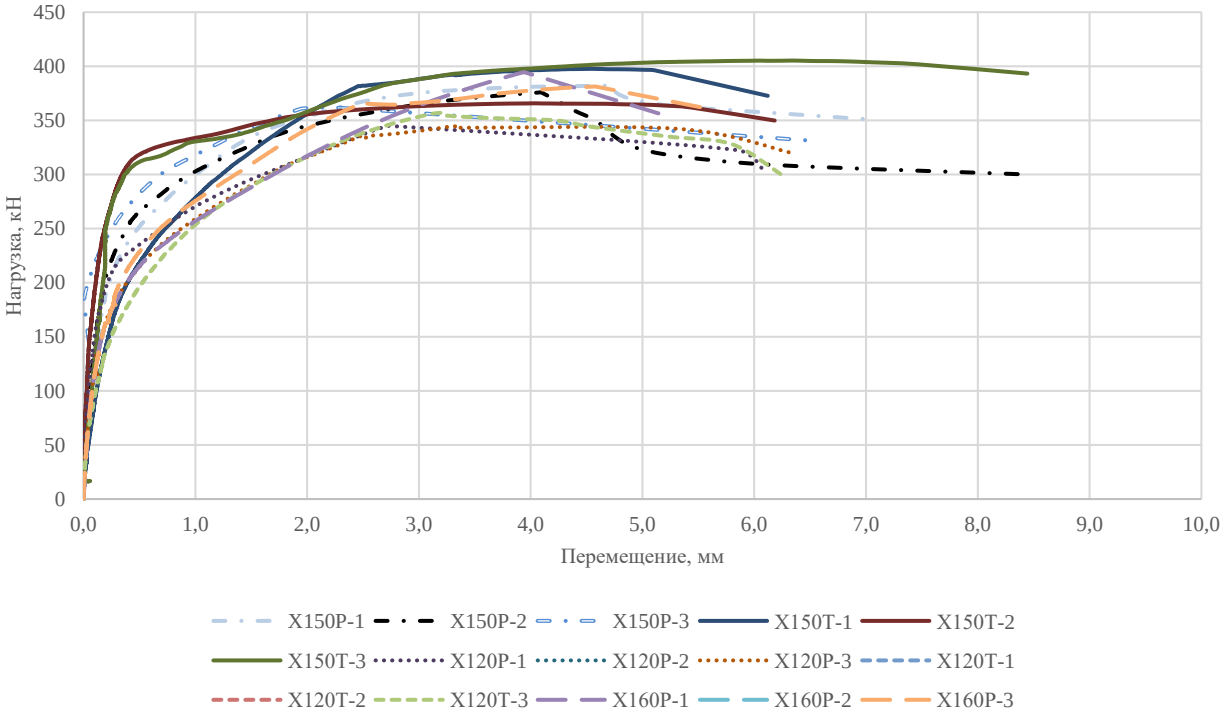


Рис. 2. Графики нагрузка – перемещение для образцов по съемной опалубке
Figure 2. Load – deflection chart for solid slab specimen

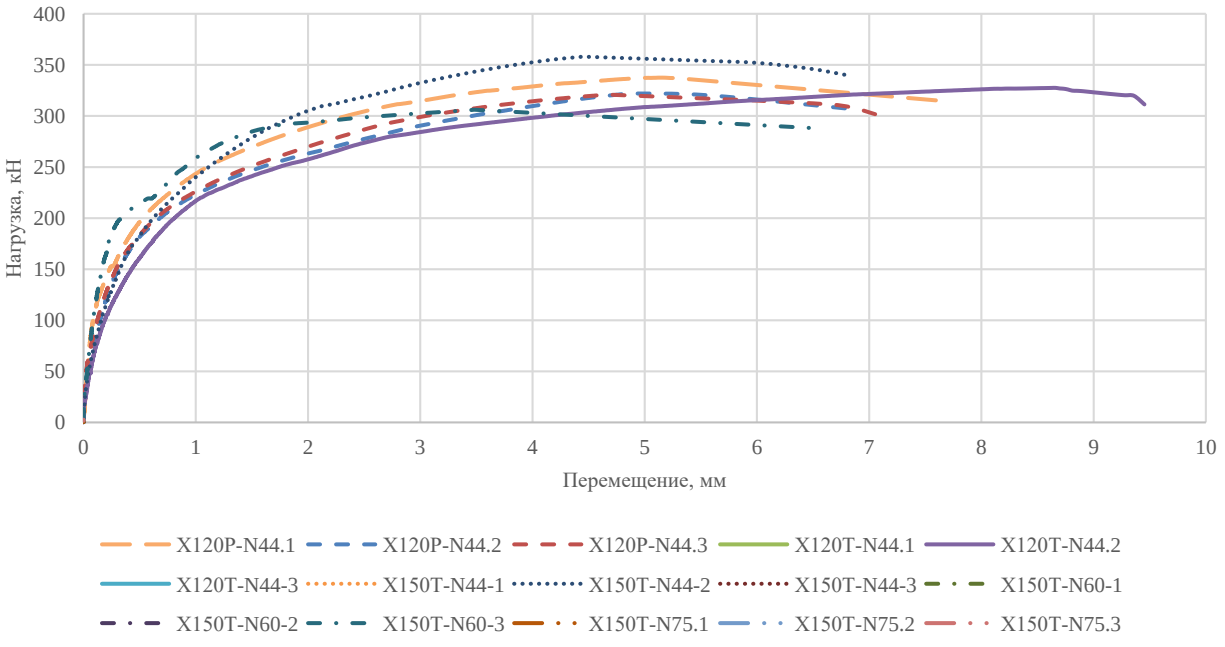


Рис. 3. Графики нагрузка – перемещение для образцов по несъемной опалубке из профилированного настила
Figure 3. Load – deflection chart for profiled slab specimen

При разрушении образцов со съемной опалубкой были зафиксированы следующие механизмы разрушения: срез дюбелей (рис. 4, *a*), вырыв дюбелей (рис. 4, *b*), разрыв упоров (рис. 4,

c) или их комбинации. В сериях с плитами, устроенными по профилированному настилу, помимо упомянутых механизмов были зафиксированы также продавливание (рис. 4, *d*) и срез бетонного ребра (рис. 4, *e*).

a *b* *c* *d* *e*

Рис. 4. Механизмы разрушения узлов объединения на уголковых упорах:
a — срез дюбелей; *b* — вырыв дюбелей; *c* — разрыва упоров; *d* — продавливание бетонного ребра; *e* — срез бетонного ребра

Figure 4. Shear connection failure modes:
a — dowel shear; *b* — dowel pull-out; *c* — connector tear up; *d* — concrete pull-out; *e* — rib punching

Для того чтобы сделать анализ более полным, к исследуемой выборке были добавлены результаты испытаний образцов, имеющих схожую конфигурацию (высота упоров, их ориентация, краевые и осевые расстояния), выполненные К. Пелешкой [22], М. Кризинелом [23] и Ф. Эггертом [24]. Конфигурация профилированных настилов, использованных в некоторых из упомянутых исследований, представлена в табл. 2.

Таблица 2

Конфигурация профилированных настилов, использованных для анализа

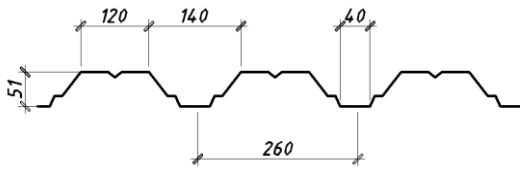
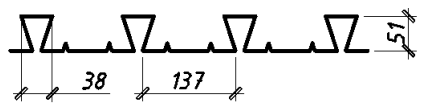
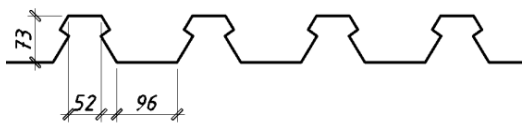
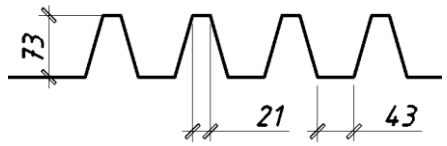
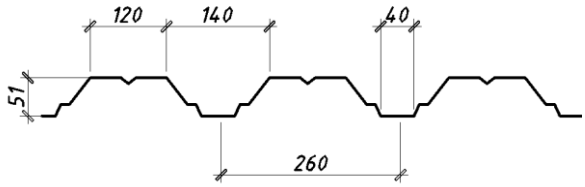
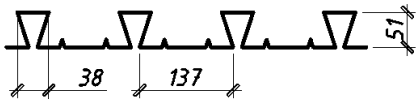
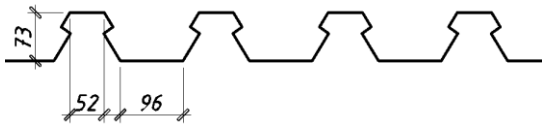
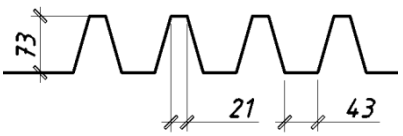
Серия	Марка настила	Эскиз
N2.2	TR 55/260	
N2.3		
1-C	Holorib 51	
2-B	Confrasta 70	
2-C	Prins PVS 73	

Table 2

Deck properties, taken for the analysis

Series	Deck type	Drawing
N2.2	TR 55/260	
N2.3		
1-C	Holorib 51	
2-B	Confrasta 70	
2-C	Prins PVS 73	

Полученные данные были сведены в табл. 3.

Таблица 3

Результаты испытаний образцов

Серия	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Превалирующий механизм разрушения	Срезы дюбеля, %	Вырывы дюбеля, %	Разрывы упора, %	Разрушение по бетону, %
Х-150Р-1	39,4	47,7	7,1	Срез дюбелей	100	0	0	–
Х-150Р-2	39,4	46,9	8,4	Срез дюбелей	100	0	0	–
Х-150Р-3	39,4	45,2	6,5	Срез дюбелей	100	0	0	–
Х-150Т-1	40,1	49,7	6,1	Срез дюбелей	88	13	0	–
Х-150Т-2	40,1	45,7	6,1	Срез дюбелей	81	19	0	–
Х-150Т-3	40,1	50,6	8,4	Срез дюбелей	75	25	0	–
Х-120Р-1	47,2	43,1	6,1	Срез дюбелей	88	13	0	–
Х-120Р-2	47,2	46,1	6,1	Срез дюбелей	94	6	0	–
Х-120Р-3	47,2	43,1	6,3	Срез дюбелей	8	13	0	–
Х-120Т-1	41,9	43,1	7,3	Вырыв дюбелей	25	50	25	–

Продолжение таблицы 3

Серия	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Превалирующий механизм разрушения	Срезы дюбеля, %	Вырывы дюбеля, %	Разрывы упора, %	Разрушение по бетону, %
Х-120Т-2	41,9	44,3	11,6	Разрыв упоров	0	50	50	–
Х-120Т-3	41,9	44,6	6,2	Разрыв упоров	0	25	75	–
Х-160Р-1	42,8	53,4	5,2	Срез дюбелей	100	0	0	–
Х-160Р-2	42,8	50,3	5,3	Срез дюбелей	100	0	0	–
Х-160Р-3	42,8	47,7	5,6	Срез дюбелей	100	0	0	–
S1.3 (=120Р) [22]	40,1	38,9	14,4	Разрыв упоров	13	25	63	–
S4 (=120Т) [22]	36,8	42,5	12,0	Вырыв дюбелей	0	100	0	–
Crisinel (=120Р) [23]	34,5	35,5	8,0	Вырыв дюбелей	25	63	13	–
Эггерт 3-1 (=120Р) [24]	36,2	45,2	5,3	Вырыв дюбелей	25	63	13	–
Эггерт 4-1 (=150Р) [24]	58,3	52,1	8,6	Вырыв дюбелей	25	63	13	–
Х120Р-N44.1	39,5	42,2	7,6	Срез дюбелей	63	38	0	13
Х120Р-N44.2	39,5	40,3	6,9	Срез дюбелей	63	38	0	0
Х120Р-N44.3	39,5	40,1	7,1	Срез дюбелей	88	13	0	0
Х120Т-N44.1	41,8	38,4	7,7	Срез дюбелей	88	13	0	0
Х120Т-N44.2	41,8	40,9	9,5	Разрыв упоров	0	25	75	0
Х120Т-N44.3	41,8	39,5	8,4	Срез дюбелей	100	0	0	0
Х150Т-N44.1	46	42,8	6,5	Срез дюбелей	100	0	0	0
Х150Т-N44.2	46	44,8	6,8	Срез дюбелей	100	0	0	0
Х150Т-N44.3	46	43,1	6,3	Срез дюбелей	100	0	0	0
Х150Т-N60.1	40,1	38,2	5,0	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100
Х150Т-N60.2	40,1	38,3	6,5	Срез бетонного ребра	0	0	0	100
Х150Т-N60.3	40,1	38,3	5,6	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100

Продолжение таблицы 3

Серия	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Превалирующий механизм разрушения	Срезы дюбеля, %	Вырывы дюбеля, %	Разрывы упора, %	Разрушение по бетону, %
Х-150Р-N60.1	38,4	42,7	6,8	Срез дюбелей	100	0	0	0
Х-150Р-N60.2	38,4	40,9	7,2	Срез дюбелей	88	13	0	0
Х-150Р-N60.3	38,4	37,7	6,1	Срез дюбелей	88	13	0	0
Х-150Т-N75.1	39,7	26,4	6,6	Срез бетонного ребра	0	0	0	100
Х-150Т-N75.2	39,7	24,8	5,6	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100
Х-150Т-N75.3	39,7	25,6	5,8	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100
N2.2 [22]	45,7	40,5	13,5	Разрыв упоров	0	50	50	0
N2.3 [13922]	45,7	42,3	11,0	Вырыв дюбелей	25	75	0	0
1-С [23]	41,9	45,8	11,1	Срез дюбелей	Н/д	Н/д	Н/д	Н/д
2-В [23]	41,9	37,6	6,0	Срез бетонного ребра	Н/д	Н/д	Н/д	Н/д
2-С [23]	41,9	25,5	6,8	Срез бетонного ребра	Н/д	Н/д	Н/д	Н/д

Table 3

Specimen test results

Series	Concrete strength, MPa	Ultimate load per connector, kN	Deflection, mm	Prevailing failure mode	Dowel shear, %	Dowel pull-out, %	Connector tear up, %	Concrete failure, %
Х-150Р-1	39.4	47.7	7.1	Dowel shear	100	0	0	–
Х-150Р-2	39.4	46.9	8.4	Dowel shear	100	0	0	–
Х-150Р-3	39.4	45.2	6.5	Dowel shear	100	0	0	–
Х-150Т-1	40.1	49.7	6.1	Dowel shear	88	13	0	–
Х-150Т-2	40.1	45.7	6.1	Dowel shear	81	19	0	–
Х-150Т-3	40.1	50.6	8.4	Dowel shear	75	25	0	–
Х-120Р-1	47.2	43.1	6.1	Dowel shear	88	13	0	–

Continuation of Table 3

Series	Concrete strength, MPa	Ultimate load per connector, kN	Deflection, mm	Prevailing failure mode	Dowel shear, %	Dowel pull-out, %	Connector tear up, %	Concrete failure, %
X-120P-2	47.2	46.1	6.1	Dowel shear	94	6	0	–
X-120P-3	47.2	43.1	6.3	Dowel shear	88	13	0	–
X-120T-1	41.9	43.1	7.3	Dowel pull-out	25	50	25	–
X-120T-2	41.9	44.3	11.6	Connector tear up	0	50	50	–
X-120T-3	41.9	44.6	6.2	Connector tear up	0	25	75	–
X-160P-1	42.8	53.4	5.2	Dowel shear	100	0	0	–
X-160P-2	42.8	50.3	5.3	Dowel shear	100	0	0	–
X-160P-3	42.8	47.7	5.6	Dowel shear	100	0	0	–
S1.3 (=120P) [22]	40.1	38.9	14.4	Connector tear up	13	25	63	–
S4 (=120T) [22]	36.8	42.5	12.0	Dowel pull-out	0	100	0	–
Кризи-нел (=120P) [22]	34.5	35.5	8.0	Dowel pull-out	25	63	13	–
Эггерт 3-1 (=120P) [24]	36.2	45.2	5.3	Dowel pull-out	25	63	13	–
Эггерт 4-1 (=150P) [24]	58.3	52.1	8.6	Dowel pull-out	25	63	13	–
X120P-N44.1	39.5	42.2	7.6	Dowel shear	63	38	0	13
X120P-N44.2	39.5	40.3	6.9	Dowel shear	63	38	0	0
X120P-N44.3	39.5	40.1	7.1	Dowel shear	88	13	0	0
X120T-N44.1	41.8	38.4	7.7	Dowel shear	88	13	0	0
X120T-N44.2	41.8	40.9	9.5	Connector tear up	0	25	75	0
X120T-N44.3	41.8	39.5	8.4	Dowel shear	100	0	0	0
X150T-N44.1	46	42.8	6.5	Dowel shear	100	0	0	0
X150T-N44.2	46	44.8	6.8	Dowel shear	100	0	0	0
X150T-N44.3	46	43.1	6.3	Dowel shear	100	0	0	0

Continuation of Table 3

Series	Concrete strength, MPa	Ultimate load per connector, kN	Deflection, mm	Prevailing failure mode	Dowel shear, %	Dowel pull-out, %	Connector tear up, %	Concrete failure, %
X150T-N60.1	40.1	38.2	5.0	Concrete pull-out	0	0	0	100
X150T-N60.2	40.1	38.3	6.5	Rib punching	0	0	0	100
X150T-N60.3	40.1	38.3	5.6	Concrete pull-out	0	0	0	100
X-150P-N60.1	38.4	42.7	6.8	Dowel shear	100	0	0	0
X-150P-N60.2	38.4	40.9	7.2	Dowel shear	88	13	0	0
X-150P-N60.3	38.4	37.7	6.1	Dowel shear	88	13	0	0
X-150T-N75.1	39.7	26.4	6.6	Rib punching	0	0	0	100
X-150T-N75.2	39.7	24.8	5.6	Concrete pull-out	0	0	0	100
X-150T-N75.3	39.7	25.6	5.8	Concrete pull-out	0	0	0	100
N2.2 [22]	45.7	40.5	13.5	Connector tear up	0	50	50	0
N2.3 [22]	45.7	42.3	11.0	Dowel pull-out	25	75	0	0
1-C [23]	41.9	45.8	11.1	Dowel shear	N/a	N/a	N/a	N/a
2-B [23]	41.9	37.6	6.0	Rib punching	N/a	N/a	N/a	N/a
2-C [23]	41.9	25.5	6.8	Rib punching	N/a	N/a	N/a	N/a

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Для того чтобы определить, как влияют высота и ориентация упоров, класс бетона плиты на прочность и деформативность конструкции объединения на уголковых упорах, была построена пузырьковая диаграмма (рис. 5–7), на которой результат каждой серии отмечен кругом, площадь которого является производной от прочности бетона плиты; при этом каждый круг заштрихован в соответствии с зафиксированным механизмом разрушения. В образцах с плитами, устроенными по съемной опалубке, были использованы следующие обозначения: горизонтальным штрихом обозначены серии, в которых превалировал срез дюбелей; косым штрихом обозначены серии, в которых превалировал вырыв дюбелей из основания; точками обозначены серии, в которых количество разрушений вследствие разрыва упора составило ≥ 50 %. В образцах с плитами, устроенными по съемной опалубке, помимо обозначений, описанных выше, были использованы следующие типы штриховки: волнистой линией обозначены образцы, в которых был зафиксирован срез бетонного ребра; образцы, в которых было зафиксировано продавливание бетонного ребра, заштрихованы в клетку.

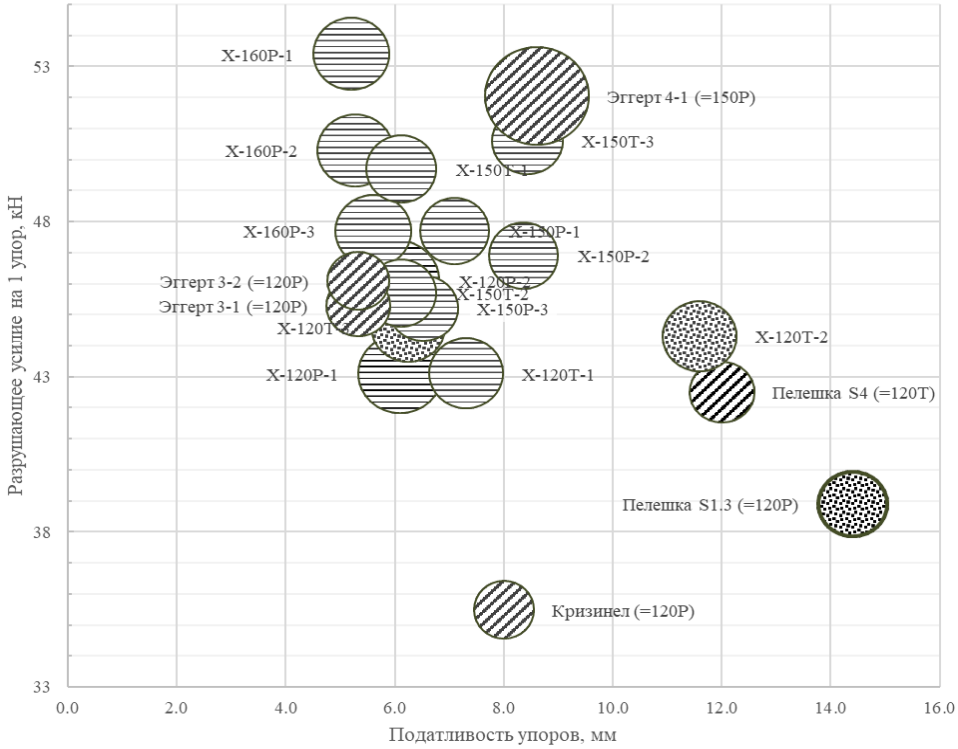


Рис. 5. Анализ результатов испытаний образцов с упорами высотой 125 мм, плиты по съемной опалубке: горизонтальный штрих — срез дюбелей; косой штрих — вырыв дюбелей из основания; точки — разрыв упоров
Figure 5. Test result analysis for solid slab specimen with 125 mm shear connectors: horizontal hatching — dowel shear; oblique hatching — dowel pull-out; dots hatching — connector tear up

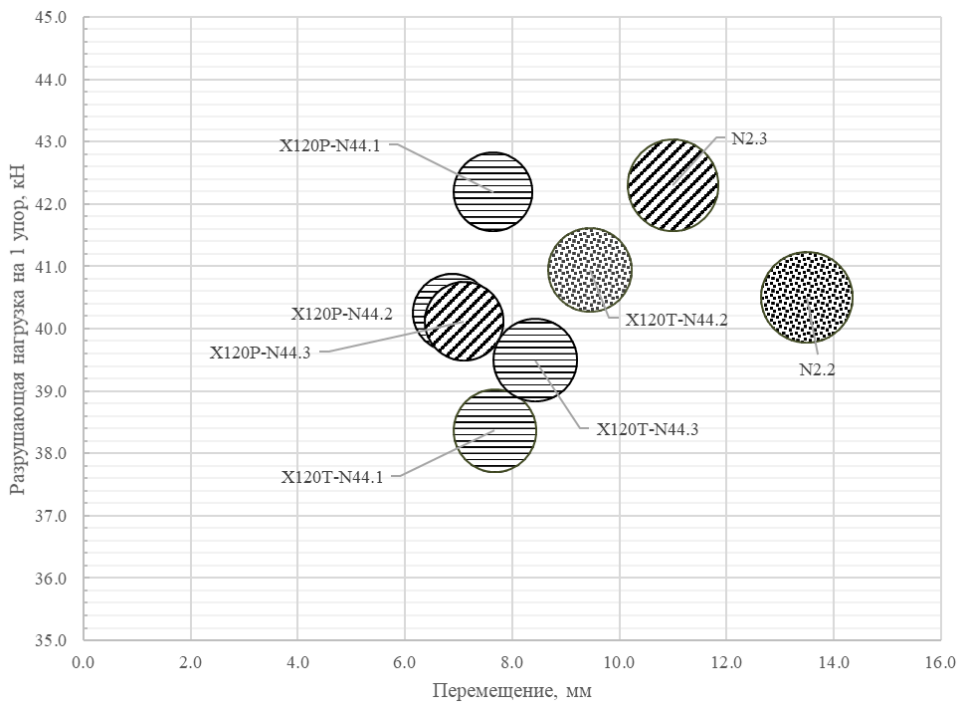


Рис. 6. Анализ результатов испытаний образцов с упорами высотой 95 мм, плиты по съемной опалубке: горизонтальный штрих — срез дюбелей; косой штрих — вырыв дюбелей из основания; точки — разрыв упоров
Figure 6. Test result analysis for solid slab specimen with 95 mm shear connectors: horizontal hatching — dowel shear; oblique hatching — dowel pull-out; dots hatching — connector tear up

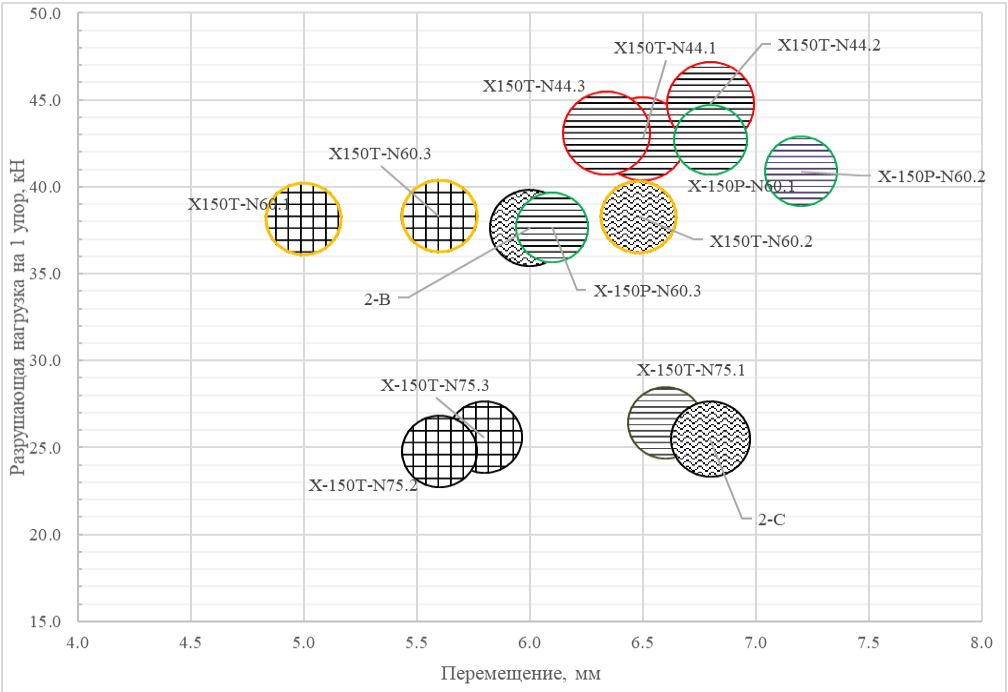


Рис. 7. Анализ результатов испытания образцов с упорами высотой 125 мм, плиты по несъемной опалубке: горизонтальный штрих — срез дюбелей; косой штрих — вырыв дюбелей из основания; точки — разрыв упоров; волнистые линии — срез бетонного ребра; клетка — продавливание бетонного ребра. Цветом выделены образцы одной серии

Figure 7. Test result analysis for profiled slab specimen with 125 mm shear connectors: horizontal hatching — dowel shear; oblique hatching — dowel pull-out; dots hatching — connector tear up; wave hatching — rib punching; cell hatching — concrete pull-out. Samples of the same series are highlighted in color

Анализ данных пузырьковых диаграмм на рис. 5–7 с точки зрения прочности анкерных упоров показал следующее:

1. Сопротивление конструкции объединения сдвигу на уголковых анкерных упорах зависит от высоты анкерного упора. Сопротивление упоров в серии X-120P (упоры высотой 95 мм) на 5 % ниже, чем в серии X-150P (упоры высотой 125 мм) и на 13 % ниже, чем в серии X-160P (упоры высотой 140 мм). Тот же вывод справедлив и для образцов с плитами, устроенными по профилированному настилу.

2. Ориентация упоров не оказывает влияния на прочность связи, однако влияет на однородность результатов: в сериях с перпендикулярной ориентацией упоров относительно сдвигающих сил (120P и 150T) разброс значений ниже, что оказывает влияние на коэффициент вариации при вычислении нормативного сопротивления.

3. Корреляция между прочностью бетона железобетонных плит в пределах 34,5–58,3 МПа (по рис. 8) и сопротивлением упоров сдвигу не выявлена. Об этом так же свидетельствует тот факт, что во всех образцах был зафиксирован механизм разрушения по стали (дюбеля или упора).

4. Корреляция между исследуемыми параметрами образцов и механизмом разрушения не выявлена: в большинстве образцов конструкция объединения была разрушена вследствие смешанного механизма разрушения с превалирующим числом срезанных дюбелей. В двух сериях с относительно высокими упорами, установленными параллельно вектору сдвигающей силы (X-HVB 125 и X-HVB 140 в сериях X-150P и X-160P соответственно), разрушение произошло вследствие среза всех дюбелей. Однако для серии 4-1 из исследования Ф. Эггерта [24] с параметрами образца, идентичными серии X-150P, по результатам испытаний

был зафиксирован смешанный механизм разрушения с преобладанием вырыва дюбелей из основания.

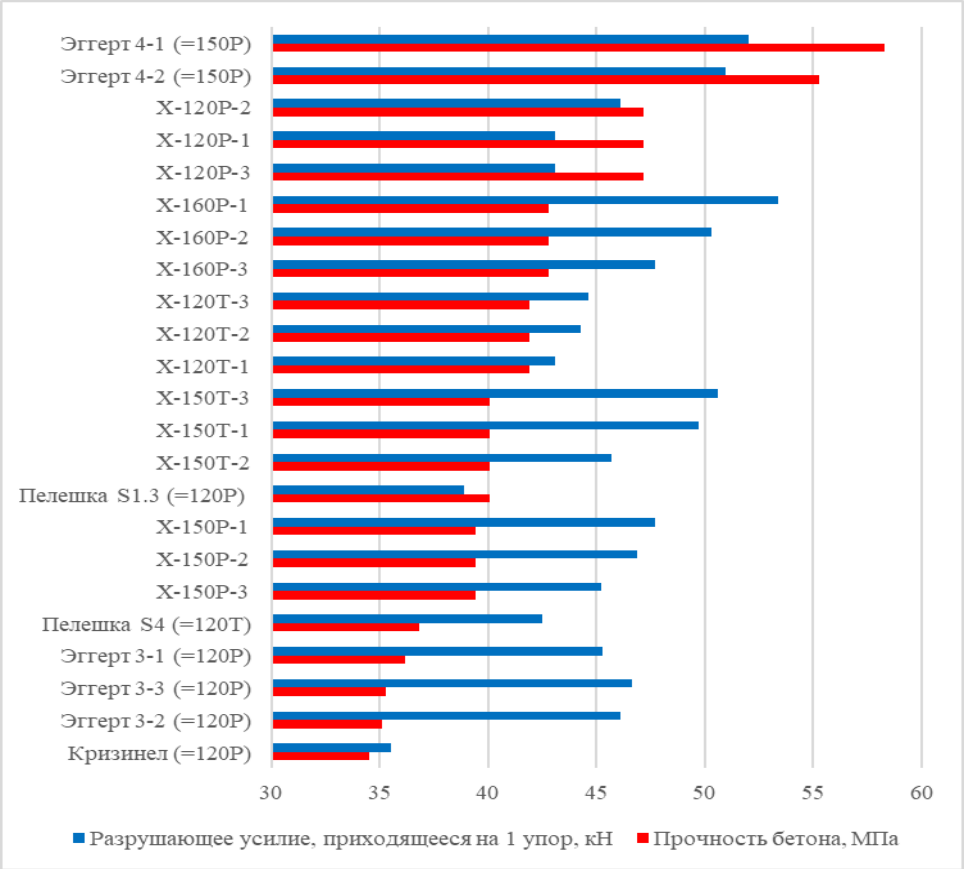


Рис. 8. Зависимость прочности сдвигового соединения от прочности бетона плиты
Figure 8. Relation between shear connection resistance and concrete strength

Анализ с точки зрения деформативности рассматриваемых анкерных упоров показал следующее:

1. Высота анкерного упора влияет на его податливость: при повышении высоты наблюдается как снижение размаха выборки по перемещениям, так и снижение максимального значения перемещения. У образцов с плитами, устроенными по съемной опалубке, средняя податливость упоров высотой 120 мм на 2 % выше, чем у упоров высотой 125 мм, и на 23 % выше, чем у упоров высотой 140 мм.

2. Применение профилированного настила оказывает негативное влияние на несущую способность упоров: образцы серии X150T-N44, как и в случае с упорами с высотой 95 мм, показали снижение средней разрушающей нагрузки на 1 упор на 11 % по сравнению с аналогичной серией без профилированного настила при незначительном снижении деформативности (до 5 %). Такой же вывод справедлив и для серии X150P-N60: снижение средней прочности на 13 % при снижении средней деформативности на 9 %. В данных сериях разрушение происходило преимущественно за счет среза дюбелей, что свидетельствует о максимальном использовании ресурса конструкции упоров.

3. В образцах с параллельной ориентацией упоров высотой 125 мм относительно вектора сдвигающей силы средняя податливость упоров на 6 % выше, чем в образцах с перпендикулярной ориентацией упоров относительно вектора сдвигающей силы. Однако, при высоте упора 95 мм, средняя податливость параллельно ориентированных упоров на 36 % ниже, чем

у упоров, ориентированных перпендикулярно. Таким образом, зависимости между ориентацией упора и его податливостью нет, что коррелирует с выводами других авторов [22, 23].

4. Корреляция между фактической прочностью бетона плиты и податливостью анкерных упоров не выявлена.

5. В результате анализа была выявлена следующая зависимость между превалирующим механизмом разрушения в образце и податливостью упоров (рис. 9): податливость упоров в образцах, разрушившихся вследствие среза дюбелей, в среднем на 29 % ниже, чем в образцах, имевших иные механизмы разрушения.

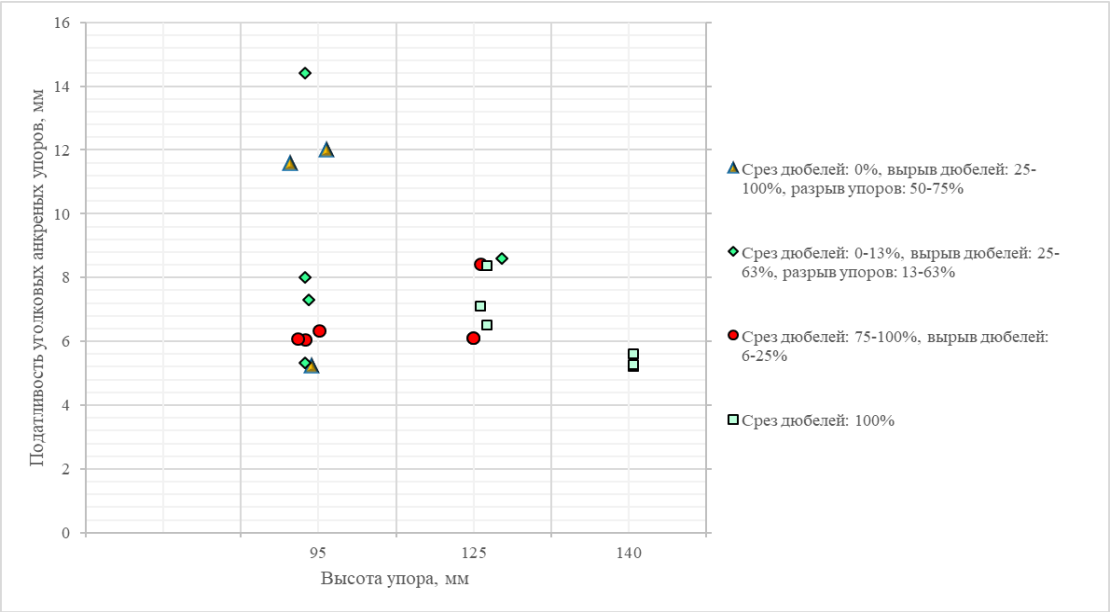


Рис. 9. Зависимость податливости упоров от механизма разрушения
Figure 9. Dependence of the shear connection ductility on the failure mode

Серии X150P-N60 и X150T-N60, помимо ориентации упоров, отличаются также способом укладки листа на балку: в первом случае лист уложен «широкими гофрами», во втором — «узкими». Из-за уменьшения краевых расстояний от упора и сокращения объема бетона, передающего сдвигающие усилия на упоры, произошло его разрушение при снижении средней разрушающей нагрузки относительно серии X150T на 21 % и снижении средней деформативности на 17 %. При этом стоить отметить, что два из трех образцов в серии разрушились вследствие продавливания бетонного ребра и зафиксированное перемещение составило менее 6,0 мм, что не позволяет классифицировать конструкцию объединения как податливую.

Для серии X150T-N75 также применялся лист с «узкими» гофрами, поэтому в данной серии наблюдались те же закономерности, что и в серии X150T-N60: снижение средней разрушающей нагрузки на 1 упор составило 21 % относительно серии X150T, средняя деформативность снизилась на 13 %. В испытаниях, проведенных с листами Confrasta 70 и Prins PVS 73, имеющими сходные соотношения ширины гофры к ее высоте, были зафиксированы те же механизмы разрушения при сопоставимом снижении прочности относительно образцов с плитами, устроенными по съемной опалубке.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В описанной части исследования работы сталежелезобетонных перекрытий с монолитными плитами, а также на основании ранее проведенных исследований была выполнена оценка прочностных и деформативных параметров уголковых анкерных упоров. По результатам данной оценки можно сделать следующие выводы:

1. Сопротивление сдвигу уголковых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбелей, в составе сталежелезобетонных перекрытий с плитами, устроенными по плоской съемной опалубке, зависит главным образом от их высоты и практически не зависит от ориентации относительно вектора сдвигающей силы.

2. Анализ результатов испытаний показал, что уголковые упоры меньшей высоты имеют более высокую податливость. В проведенных испытаниях не удалось подтвердить возможность классификации упоров высотой 140 мм, ориентированных параллельно вектору сдвигающей силы как податливые (серия Х-160Р), однако упоры высотой 95 и 125 мм во всех других сериях соответствуют критерию податливости $\delta \geq 6$ мм, что позволяет применять их для устройства конструкций с повышенной сейсмостойкостью и живучестью или перекрытий с частичным объединением.

3. Применение профилированного настила в качестве несъемной опалубки оказывает негативное влияние на прочность анкерных упоров. Зафиксированная средняя разрушающая нагрузка на 1 упор в сериях с профилированным листом на 6–45 % меньше, чем в сериях без профилированного настила с аналогичной конфигурацией упоров и прочностью бетона.

4. Применение профилированного настила с соотношением ширины гофры к ее высоте $b_0 / h < 2{,}7$ в качестве несъемной опалубки оказывает негативное влияние на деформативность анкерных упоров. В сериях с настилами марок Н60 и Н75 во всех случаях наблюдалось снижение деформативности на 5–17 % в независимости от ориентации настила (опирание широкой или узкой гофры на балку). Негативного влияния профилированного настила марки НС44 на деформативность упоров не выявлено

5. Влияние прочности бетона плиты на прочность и деформативность профилированного настила с уголковыми анкерными упорами не выявлено.

6. В дальнейшем предполагается продолжить исследования напряженно-деформируемого состояния уголковых упоров в сталежелезобетонных балочных перекрытиях с монолитными плитами, устроенными по профилированному настилу с высотой гофры более 80 мм.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Henderson I.E.J., Zhu X.Q., Uy B., Mirza O.* Dynamic behaviour of steel – concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study // Engineering Structures. 2015. No. 103. Pp. 298–307.

2. *Карапетов Э.С., Атанов А.В.* Анализ существующих способов включения стали и железобетона в совместную работу // Общетехнические задачи и пути их решения. 2018. № 4. С. 592–604.

3. *Helbrych P., Major M., Nawrot J.* Numerical and experimental analysis of a shear connection made using a top-hat profile // Civil and environmental engineering reports. 2017. No. 26 (3). Pp. 69–78. DOI: 10.1515/ceer-2017-0036

4. *Фаттахова А.И.* Влияние горизонтальных нагрузок на работу стад-болтов в комбинированных плитах перекрытия // Вестник МГСУ. 2020. № 1. С. 31–42. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.31-42

5. *Тонких Г.П., Чесноков Д.А.* Влияние податливости анкерных упоров на сейсмостойкость сталежелезобетонного перекрытия // Сейсмостойкое строительство. 2021. № 4. С. 28–35.

6. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования (с Изменением № 1, 2). Введ. 2017.07.01. М. : Стандартинформ, 2021. 106 с.

7. *Hällmark R., Collin P., Hicks S.J.* Post-installed shear connectors: Push-out tests of coiled spring pins vs. headed studs // Journal of Constructional Steel Research. 2019. No. 161. Pp. 1–16. DOI:10.1016/j.jcsr.2019.06.009

8. *Конин Д.В., Крылов А.С., Чесноков Д.А.* Оценка результатов испытания уголковых анкерных упоров на сдвиговое воздействие // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 3. С. 16–26.

9. *Ling-Zhu Chen, Gianluca Ranzi, Shou-Chao Jiang, Faham Tahmasebinia, Guo-Qiang Li.* Behaviour and design of shear connectors in composite slabs at elevated temperatures // Journal of Constructional Steel Research. 2015. No. 115. Pp. 387–397.

10. ГОСТ Р 58336–2018. Упоры уголковые анкерные. Методы испытаний. М. : Стандартинформ, 2018. 25 с.

11. EN 1994-1. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels : CEN, 2004. 120 p.

12. *Hicks S.J., Smith A.L.* Stud Shear Connectors in Composite Beams that Support Slabs with Profiled Steel Sheeting // Structural Engineering International. 2014. No. 2. Pp. 246–253. DOI: 10.2749/101686614X13830790993122

13. *Saggaff A., Tahir M., Azimi M., Lawan M.* Impact of bolted shear connector spacing in composite beam incorporating cold-formed steel of channel lipped section // IIOABJ. 2016. Vol. 7. No. 1. Pp. 441–445.

14. *Boursas F., Boutagouga D.* Parametric study of I-shaped shear connectors with different orientations in push-out test // Frattura ed Integrità Strutturale. 2021. No. 57. Pp. 24–39. DOI: 10.3221/IGF-ESIS.57.03

15. *Al-krooma H., Thneibata M., Alghrirb Y., Schmid V.* An experimental investigation of new bent V-shaped shear connector // Latin American Journal of Solids and Structures. 2021. No. 18 (5). Pp. 367–378.

16. *Гимранов Л.Р., Фаттахова А.И.* Определение характеристик модели сталежелезобетонной диафрагмы, влияющих на результат численного эксперимента // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 1. С. 18–25. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.01.18-25

17. *Алмазов В.О., Аратюнян С.Н.* Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям // Вестник МГСУ. 2015. № 8. С. 51–65.

18. *Xinggui Zeng, Shao-Fei Jiang, Donghua Zhou.* Effect of Shear Connector Layout on the Behavior of Steel-Concrete Composite Beams with Interface Slip // Appl. Sci. 2019. No. 9 (207). 17 p. DOI:10.3390/app9010207

19. *Sougata C., Umamaheswari N.* Numerical investigation of steel-concrete composite beams using flexible shear connectors // AIMS Materials Science. 2022. Vol. 9. No. 5. Pp. 668–683.

20. *Тонких Г.П., Чесноков Д.А.* Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на уголковых анкерных упорах // Вестник МГСУ. 2021. № 2. С. 144–152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152

21. ГОСТ 18105–2018. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. Введ. 2020.01.01. М. : Стандартинформ, 2020. 15 с.

22. *Peleska K.* Partial connection of steel and concrete composite beams with shear connectors // Proceeding of the Conference Eurosteel, Prague, 1999. Pp. 577–580.

23. *Crisinel M.* Push-out, HVB 95/125/140 et toles profiles: report ICOM 663-3F. Лозанна : Политехнический университет, 1995. 55 с.

24. *Eggert F.* Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech : дис. д-ра наук.. Штутгарт, 2019. 404 с.

REFERENCES

1. Henderson I.E.J., Zhu X.Q., Uy B., Mirza O. Dynamic behaviour of steel–concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study. *Engineering Structures*. 2015; 103:298-307.

2. Karapetov E.S., Atanov A.A. Analysis of existing methods of incorporation of steel and reinforced concrete in combined action. *Proceedings of Petersburg Transport University*. 2018; 15(4):592-604. (rus.).

3. Helbrych P., Major M., Nawrot J. Numerical and experimental analysis of a shear connection made using a top-hat profile. *Civil and environmental engineering reports*. 2017; 26(3):69-78. DOI: 10.1515/ceer-2017-0036

4. Fattahova A.I. Impact of horizontal loads on the work of stud bolts in combined foor slabs. *Vestnik MGSU*. 2020; 15(1):31-42. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.31-42 (rus.).

5. Tonkikh G.P., Chesnokov D.A. The influence of the shear connectors ductility on the seismic resistance of composite steel-concrete floors. *Seysmostoykoe stroitelstvo*. 2021; 4:28-35. (rus.).

6. SP 266.1325800.2016. Composite structures. Design rules, 2021; 106. (rus.).

7. Hällmark R., Collin P., Hicks S.J. Post-installed shear connectors: Push-out tests of coiled spring pins vs. headed studs. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019; 161:1-16. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.06.009

8. Konin D.V., Krylov A.S., Chesnokov D.A. Estimation of the powder-actuated shear connectors tests. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 3:16-26. (rus.).

9. Ling-Zhu Chen, Gianluca Ranzi, Shou-Chao Jiang, Faham Tahmasebinia, Guo-Qiang Li. Behaviour and design of shear connectors in composite slabs at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 115:387-397.

10. GOST R 583362018. Anchor angular emphasis. Test methods. 2018; 25. (rus.).

11. EN 1994-1. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2004; 120.

12. Hicks S.J., Smith A.L. Stud Shear Connectors in Composite Beams that Support Slabs with Profiled Steel Sheeting. *Structural Engineering International*. 2014; 2:246-253. DOI: 10.2749/101686614X13830790993122

13. Saggaff A., Tahir M., Azimi M., Lawan M. Impact of bolted shear connector spacing in composite beam incorporating cold-formed steel of channel lipped section. *IIOABJ*. 2016; 7(1):441-445.

14. Boursas F., Boutagouga D. Parametric study of I-shaped shear connectors with different orientations in push-out test. *Frattura ed Integrità Strutturale*. 2021; 57:24-39. DOI: 10.3221/IGF-ESIS.57.03

15. Al-krooma H., Thneibata M., Alghrirb Y., Schmid V. An experimental investigation of new bent V-shaped shear connector. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2021; 18(5):368-378.

16. Gimranov L.R., Fattakhova A.I. Determination of the characteristics of the steel-reinforced concrete diaphragm model affecting the result of the numerical experiment. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo*. 2022; 1:18-25. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.01.18-25 (rus.).

17. Almazov V.O., Aratyunyan S.N. Design of Composite Reinforced Concrete Slabs according to Eurocode 4 and Russian Recommendations. *Vestnik MGSU*. 2015; 8:51-65. (rus.).

18. Xinggui Zeng, Shao-Fei Jiang, Donghua Zhou. Effect of Shear Connector Layout on the Behavior of Steel-Concrete Composite Beams with Interface Slip. *Appl. Sci*. 2019; 9(207):17. DOI:10.3390/app9010207

19. Sougata C., Umamaheswari N. Numerical investigation of steel-concrete composite beams using flexible shear connectors. *AIMS Materials Science*. 2022; 9(5):668-683.

20. Tonkih G.P., Chesnokov D.A. An experimental study of a shear connection of steel-reinforced concrete slabs with angle shear studs. *Vestnik MGSU*. 2021; 16(2):144-152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152 (rus.).

21. GOST 18105–2018. Concretes. Rules for control and assessment of strength. 2020; 15. (rus.).

22. Peleska K. Partial connection of steel and concrete composite beams with shear connectors. *Proceeding of the Conference Eurosteel*. Prague, 1999; 577-580.

23. Crisinel M. Push-out, HVB 95/125/140 et toles profiles: report ICOM 663-3F. 1995; 55.

24. Eggert F. *Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech : PhD thesis*. Stuttgart. 404.

2024. 1(5). 45–56

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)
ISSN 2949-1614 (ONLINE)
HTTPS://G-B-K.RU

УДК 69.07
DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.45-56

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Разработка датчика напряжений твердых тел

Н.Н. Трекин[1*], Э.Н. Кодыш[2], С.Д. Шмаков[2, 3], А.Б. Чаганов[4], А.В. Черепанов[2, 4]

[1] Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
[2] АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений — ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), Москва, Российская Федерация
[3] Российский университет транспорта (МИИТ), Москва, Российская Федерация
[4] Вятский государственный университет» (ВятГУ), Киров, Российская Федерация

* otks@yandex.ru

Ключевые слова: датчик напряжения, эксперимент, особое предельное состояние, железобетонные конструкции

История статьи
Поступила в редакцию: 24.08.2023
Доработана: 23.10.2023
Принята к публикации: 30.10.2023

Для цитирования
Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Шмаков С.Д., Чаганов А.Б., Черепанов А.В. Разработка датчика напряжений твердых тел // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 1. № 5. С. 45–56.

Аннотация. В публикации представлены результаты опытного конструирования корпуса закладного датчика напряжений, позволяющего определять напряжения в сечении масштабных лабораторных монолитных конструкций, выполненных на основе минеральных и полимерных вяжущих (бетон, гипс и т.п.). Задачами конструирования являлась разработка конструктивного решения корпуса датчика напряжения на основе тензорезисторов, имеющего малые размеры, низкую стоимость изготовления, а также высокую разрешающую способность и стабильность показаний на всем участке чувствительности (напряжение до 400 кгс/см^2).

Датчик напряжения позволяет с высокой точностью определять напряжение в лабораторных конструкциях, не оказывая значительного влияния на напряженно-деформированное состояние сечения на разных этапах работы конструктивного элемента.

Трекин Николай Николаевич, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4721-2525, e-mail: otks@yandex.ru.

Эмиль Наумович Кодыш, доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник, АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений — ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, д. 46, корп. 2; eLIBRARY SPIN-код: 1559-5834, e-mail: otks@yandex.ru.

Сергей Дмитриевич Шмаков, аспирант, младший научный сотрудник отдела конструктивных систем № 1, АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений — ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, д. 46, корп. 2; eLIBRARY SPIN-код: 9869-1115, e-mail: sergey3456789@gmail.com.

Алексей Борисович Чаганов, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой строительного производства, ФГБОУ ВО «Вятский Государственный Университет» (ВятГУ), 610000, Кировская область, г. Киров, ул. Московская, д. 36; eLIBRARY SPIN-код: 3395-2629, e-mail: chabpilot@yandex.ru.

Андрей Викторович Черепанов, аспирант, ведущий инженер-конструктор отдела конструктивных систем № 2, АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений — ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, д. 46, корп. 2; eLIBRARY SPIN-код: 8360-9637, e-mail: a.cherepanov@cniipz.com.

© Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Шмаков С.Д., Чаганов А.Б., Черепанов А.В., 2024
This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/

Development of a Stress Sensor for Solids

N.N. Trekin[1]*, E.N. Kodysh[2], S.D. Shmakov[2, 3], A.B. Chaganov[4], A.V. Cherepanov[2, 4]

[1] *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*
[2] *Central Scientific Research and Project Experimental Institute of Industrial Buildings and Constructions, Moscow, Russian Federation*
[3] *Russian university of transport (MIIT), Moscow, Russian Federation*
[4] *Vyatka State University, Kirov, Russian Federation*

* otks@yandex.ru

Keywords: stress sensor, experiment, special limit state, reinforced concrete structures

Article history
Received: 24.08.2023
Revised: 23.10.2023
Accepted: 30.10.2023

For citation
Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Chaganov A.B., Cherepanov A.V. Development of a Stress Sensor for Solids. *Reinforced concrete structures.* 2024; 1(5):45-56.

Abstract. The paper presents the results of experimental design of a cortex of the embedded stress sensor, which allows to determine stresses in the cross-section of large-scale laboratory monolithic structures made on the basis of mineral and polymer binders (concrete, gypsum, etc.). The objectives of the design were to develop a constructive solution of the stress sensor housing based on strain gauges, which has small dimensions, low manufacturing cost, as well as high resolution and stability of readings over the entire sensitivity area (stress up to 400 kgf/cm^2). The stress sensor allows to determine the stress in laboratory structures with high accuracy, without significantly affecting the stress-strain state of the section at different stages of operation of the structural element.

ВВЕДЕНИЕ

Вопрос защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения приобретает особую актуальность ввиду участившихся в последние десятилетия случаев воздействий на конструкции зданий и сооружений, не предусмотренных нормативной документацией, приводящих к их обрушению. К подобным воздействиям можно отнести террористические акты, взрывы бытового газа и механическое разрушение опор зданий и сооружений вследствие, например, наезда автотранспорта.

Проектирование зданий и сооружений с учетом защиты от прогрессирующего обрушения приводит к удорожанию строительства. Снижению стоимости, наравне с совершенствованием конструктивных решений для защиты от прогрессирующего обрушения, способствует развитие методов расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на стадии, близкой к максимальной несущей способности, и стадии разрушения (разупрочнения), т.е. совершенствования критериев особого предельного состояния.

Nikolai Nikolaevich Trekin, Doctor of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4721-2525, e-mail: otks@yandex.ru.
Emil Naumovich Kodysh, Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Chief Scientific Officer, Central Scientific Research and Project Experimental Institute of Industrial Buildings and Constructions, Dmitrovskoe shosse, 46, building 2, Moscow 12723, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1559-5834, e-mail: otks@yandex.ru.
Sergey Dmitrievich Shmakov, PhD student, Junior Researcher, Department of Structural Systems No. 1, Central Scientific Research and Project Experimental Institute of Industrial Buildings and Constructions, Dmitrovskoe shosse, 46, building 2, Moscow 12723, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9869-1115, e-mail: sergey3456789@gmail.com.
Aleksey Borisovich Chaganov, Candidate of Technical Sciences, Head of the Department of Construction Production, Vyatka State University, 36, Moskovskaya street, Kirov city, Kirov region 610000, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3395-2629, e-mail: chabpilot@yandex.ru.
Andrey Viktorovich Cherepanov, PhD student, Lead Design Engineer of Structural Systems Department No. 2, Central Scientific Research and Project Experimental Institute of Industrial Buildings and Constructions, Dmitrovskoe shosse, 46, building 2, Moscow 12723, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 8360-9637, e-mail: a.cherepanov@cniipz.com.

Критерии особого предельного состояния для железобетонных конструкций, действующие в Российской Федерации, представлены в СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». Стоит отметить, что назначение критериев особого предельного состояния производилось исходя из имеющихся ограниченных экспериментальных данных, а также опыта эксплуатации, проектирования и обследования технического состояния объектов строительства [1, 2]. Ряд работ показывает, что установленные критерии содержат некоторые резервы надежности [3–13].

Однако для их уточнения необходимо проведение дополнительных исследований, позволяющих изучить изменение напряженно-деформированного состояния плоского сечения железобетонного элемента на стадии, близкой к максимальной несущей способности и за ее пределами (стадии разупрочнения).

Рассматривая работу изгибаемого железобетонного элемента, стоит отметить ряд особенностей, связанных с экспериментальным определением напряженно-деформированного состояния. В оптимально армированном сечении изгибаемого элемента напряжения бетона и арматуры будут достигать значений, близких к разрушающим, что приводит к образованию трещин, лещадок и выколу сжатых слоев бетона, расположенных в сечениях с наибольшими напряжениями. Кроме того, необходимо учитывать характер работы изгибаемых железобетонных конструкций, а именно образование так называемых «блоков» [14], когда каждое конкретное сечение имеет свое специфическое напряженно-деформированное состояние.

Оценку напряженно-деформированного состояния (далее — НДС) плоского сечения целесообразно производить в «блоке», имеющем наибольшие нормальные напряжения. В настоящее время оценку напряженно-деформированного состояния (связь между механическим напряжением и возникающей деформацией) сечения производят при помощи тензометров. По принципам действия такие устройства подразделяются на механические, электрические, оптические, пневматические и акустические [15].

Применение механических тензометров для оценки НДС сечения на стадии, близкой к максимальной несущей способности конструктивного элемента, крайне осложнено, т.к. поверхность изгибаемого элемента разрушается, а применение электрических тензорезисторов, расположенных на боковой поверхность изгибаемого элемента, нецелесообразно после образования в рассматриваемом сечении лещадок и выколов бетона. Решить проблему оценки напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента позволяет применение датчиков напряжения, размещенных внутри сечения железобетонного элемента.

Датчики, предназначенные для определения напряжений внутри монолитных бетонных и железобетонных конструкций, применяются начиная со второй половины XX в., например в экспериментальной работе ЦНИИСК им. Кучеренко [16] в массивное сечение железобетонного элемента устанавливались магнитоупругие датчики (см. рис. 1).

Информации о технических характеристиках применяемого датчика, а также о методах его изготовления найти не удалось, после чего была предпринята попытка найти современное устройство заводского изготовления, пригодное для установки в сечении лабораторного образца (масштабной модели строительной конструкции). Особенностями экспериментального исследования на основе масштабных (уменьшенных) моделей строительных конструкций является необходимость учета влияния размеров и формы закладных датчиков на напряженно-деформированное состояние сечения. Имеющиеся в настоящее время решения заводского изготовления (струнные закладные датчики, закладные датчики на основе тензорезисторов, например, [17, 18]), как правило, предназначены для проведения мониторинга полноразмерных строительных конструкций и не предназначены к размещению в масштабные модели опытных конструкций (не имеют нужной разрешающей способности ввиду своих габаритов, а также оказывают значимое влияние на НДС сечения).

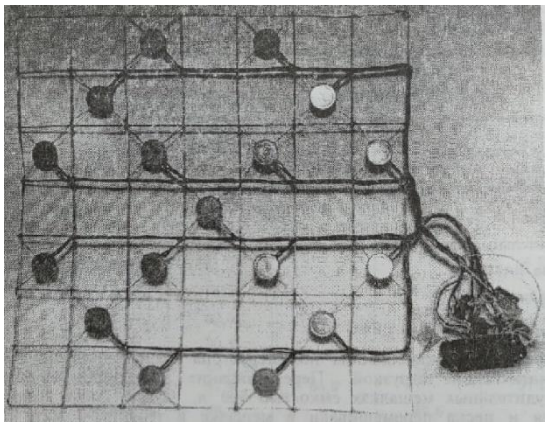


Рис. 1. Датчики напряжения типа ДК, разработанные НИИ строительства ЭССР [16]
Figure 1. Stress sensors of the DK type, developed by the Research Institute of Construction of the ESSR [16]

Отдельно необходимо отметить высокую стоимость данных датчиков и отсутствие возможности повторного применения, что в случае с лабораторными исследованиями играет значимую роль ввиду необходимости применения большого количества таких датчиков на каждой исследуемой конструкции.

МЕТОД

Экспериментальная часть

В связи с отсутствием в настоящее время конструкций заводского изготовления, подходящих по всем параметрам, была предпринята попытка разработки датчика напряжения собственной конструкции на основе тензорезисторов.

При разработке корпуса была рассмотрена гипотеза, что наиболее простым и надежным решением будет являться размещение тензорезистора внутри упругого корпуса из однородного компаунда (эпоксидной смолы). Равномерные деформации корпуса, а соответственно и тензорезистора, должны приводить к высокой стабильности показаний датчика напряжения. Малые размеры и толщина тензорезистора позволяли изготовить датчик малых габаритов, что практически исключало влияние такого датчика напряжения на НДС сечения лабораторной конструкции, а также позволяло практически полностью исключать изгибную деформацию датчика, поскольку в этом случае интерпретация измерений существенно осложнялась.

Конструкция датчика, отвечающая рассмотренным требованиям, представляла из себя цилиндр из эпоксидной смолы диаметром 10 мм и высотой 8 мм, внутри которого поперек был размещен тензорезистор с базой 3 × 1,5 мм. Круглая форма корпуса датчика была принята с целью обеспечения равномерности деформаций. Габаритные размеры корпуса датчика обусловлены габаритными размерами применяемых тензорезисторов. Тензорезистор, размещенный внутри корпуса поперек, при продольном деформировании корпуса (касательных напряжениях) деформировался исключительно в своем продольном направлении (растягивался, либо сжимался), что также облегчало интерпретацию получаемых данных. Высота корпуса, приближенная по значению к диаметру, обеспечивала снижение изгибных деформаций.

В качестве компаунда при изготовлении корпуса датчика была выбрана эпоксидная смола ЭД-20 с отвердителем ПЭПА. Выбор данных материалов был обусловлен: легкодоступностью и их низкой стоимостью; технологичностью (отверждение смолы производилось без термической обработки); диэлектрическими свойствами; химической устойчивостью к компонентам бетона [19], а также механическими свойствами полимеризованного материала (разрушающее напряжение при сжатии — до 113 МПа, модуль упругости 2500–3500 МПа [20]).

Было изготовлено 15 датчиков первой партии. При их изготовлении был выявлен ряд дефектов: смещение тензорезисторов внутри корпуса датчика, возникающее в период полимеризации эпоксидной смолы сразу по нескольким осям и углам поворота; отклонение от плоскости одной из поверхностей датчика (примерно в 40 % случаев); непостоянство структуры полимеризованной смолы (была выявлена при подсвечивании корпуса датчика лазером); инородные включения (пыль, вовлеченные пузырьки воздуха).

Для проверки работоспособности датчиков, а также влияния выявленных дефектов была проведена тарировка датчиков известным весом.

В ходе анализа результатов было выявлено, что смещение тензорезистора внутри корпуса датчика оказывает наибольшее влияние на полученные результаты. Для исключения данного фактора был разработан кондуктор для фиксации положения тензорезистора внутри корпуса (см. рис. 2).

Рис. 2. Кондуктор для фиксации положения тензорезистора внутри корпуса:
a — тензорезистор внутри кондуктора; *b* — готовые датчики с кондуктором
Figure 2. A conductor for fixing the position of the strain gauge inside the cage:
a — a strain gauge inside the conductor; *b* — ready-made sensors with a conductor

Данное конструктивное решение также было проверено при тарировании известным весом, а также на испытательных образцах в виде бетонных призм 100 × 100 × 300 мм и кубов 100 × 100 × 100 мм, выполняемых для определения класса бетона по прочности. Производилось по 3 нагружения каждой призмы до значения нагрузки 8 тонн. Показания тензорезисторов при испытаниях фиксировались прибором Терем-4.0. Нагружение производилось на прессе П-50. Результаты испытания представлены на рис. 3.

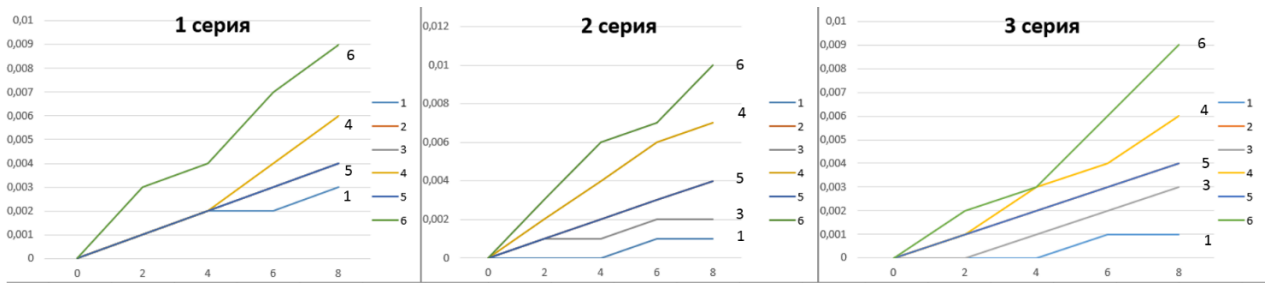


Рис. 3. Показания датчиков с кондуктором (по горизонтали — нагрузка в тоннах, по вертикали — условные единицы, показания тензостанции)
Figure 3. Sensor readings with a conductor (horizontally — load in tons, vertically — conventional units, load station readings)

Анализ полученных данных привел к следующим выводам:

1. Большинство датчиков показывают нелинейные приращения при линейном нагружении.

2. Все типы датчиков демонстрируют нерегулярность показаний. Одни и те же датчики показывают разные значения при одинаковых нагрузках в последовательных испытаниях.

Предпринятые усилия по улучшению сходимости показателей при тарировании значительных результатов не дали. По причине значительной сложности при работе с полимерными смолами, а также невозможности получения качественного и стабильного (повторяемого) результата при изготовлении корпусов в имеющихся условиях лаборатории было принято решение об отказе от данного материала.

Работа со смолой позволила выработать ряд требований к материалу и конструкции датчика напряжения:

- высокая повторяемость физических и механических свойств корпуса датчика, необходимая для получения стабильных показателей напряжения от образца к образцу;
- высокая конструктивная прочность материала и корпуса датчика, предназначенного для работы при напряжениях, равных 400 кг/см^2 и выше;
- низкая стоимость изготовления и возможность легкой механической обработки материала.

Рассматривая данные факторы, было принято решение о применении металлических сплавов, а именно дюралюминия марки «Д16Т».

Применение металлического сплава означало невозможность размещения тензорезистора внутри корпуса датчика с соблюдением равномерного контакта между корпусом и пластиной тензорезистора. Рассматривая готовые металлические профили, доступные для приобретения, в качестве основы корпуса было принято решение использовать круг диаметром 12 мм и высотой 14 мм. Геометрические размеры корпуса датчика, как и в случае с корпусом из эпоксидной смолы, были обусловлены геометрическими размерами тензорезистора и технологическими особенностями его наклейки и размещения проводов. Учитывая различия в модуле упругости бетона и дюралюминия, было принято решение о теоретической проверке влияния датчиков на НДС сечения. В среде SCAD Office методом конечных элементов производилось моделирование испытания бетонной призмы сечением 100 × 100 мм на сжатие. Максимальная сжимающая нагрузка, приложенная равномерно, составляла 200 кг/см^2.

Проведенное исследование показало, что влияние датчиков статистически незначимо (см. рис. 4–6). Расчет производился в линейной постановке.

Была изготовлена партия датчиков, представляющих из себя цилиндр с наклеенным на него в продольном направлении тензорезистором. Тарирование датчиков данной конструкции известным весом показало высокую стабильность результатов показаний, однако была отмечена потребность в повышении чувствительности датчика без увеличения габаритных размеров датчика.

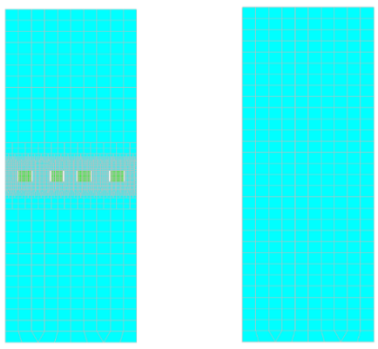


Рис. 4. Расчетные схемы призм с датчиками и без них
Figure 4. Calculation schemes of prisms with and without sensors

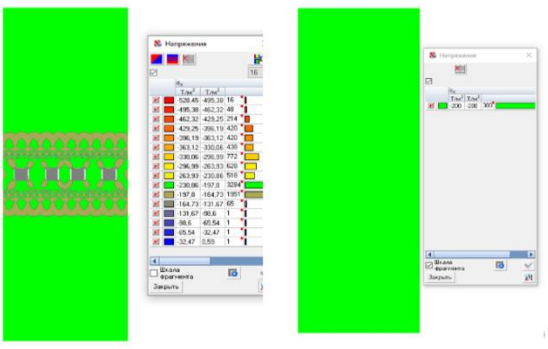


Рис. 5. Внутренние напряжения в призмах с датчиками и без них
Figure 5. Internal stresses in prisms with and without sensors

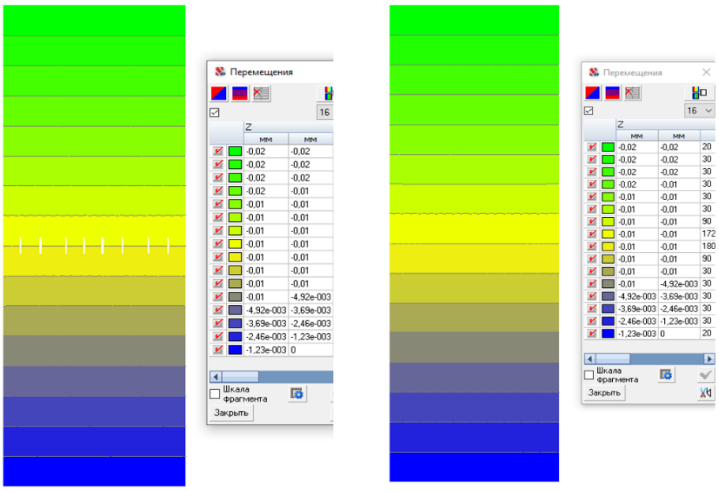


Рис. 6. Перемещения в призмах с датчиками и без них
Figure 6. Movements in prisms with and without sensors

Рассматривая применяемые в промышленности тензодатчики, было отмечено, что практически все конструктивные решения имеют места ослабленного сечения, которые являются естественными концентраторами деформаций, где и располагают тензорезисторы, тем самым значительно увеличивая чувствительность датчика (см. рис. 7).

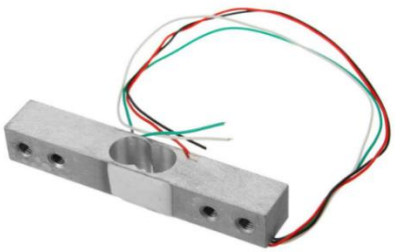
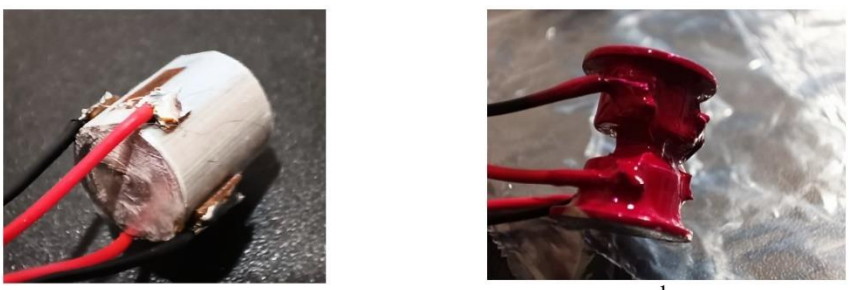


Рис. 7. Тензодатчик с зоной концентрации деформации
Figure 7. Strain gauge with strain concentration zone

Для повышения чувствительности датчика напряжения было использовано конструктивное решение в виде цилиндра переменного сечения, напоминающее по форме песочные часы, т.е. в дюралюминиевом цилиндре была выполнена проточка шейки, расположенной посередине сечения (см. рис. 8), на которой и располагался тензорезистор.



a b

Рис. 8. Внешний вид датчика:
a — датчик с постоянным сечением; *b* — датчик переменного сечения
Figure 8. Sensor appearance:
a — a sensor with a constant cross-section; *b* — a sensor with a variable cross-section

Для теоретической проверки работоспособности конструктивного решения в ПК Midas было выполнено численное моделирование деформирования образца методом конечных элементов. Моделирование производилось на примере сжатия бетонной призмы сечением 100 × 100 мм и максимальной сжимающей нагрузки 1000 кг/см^2. Расчет проводился в трехмерной нелинейной постановке. Результат расчета подтвердил гипотезу о том, что в датчике постоянного сечения деформации распределяются практически равномерно, в то время как в датчике с переменным сечением деформации концентрируются в зоне «шейки» (см. рис. 9).

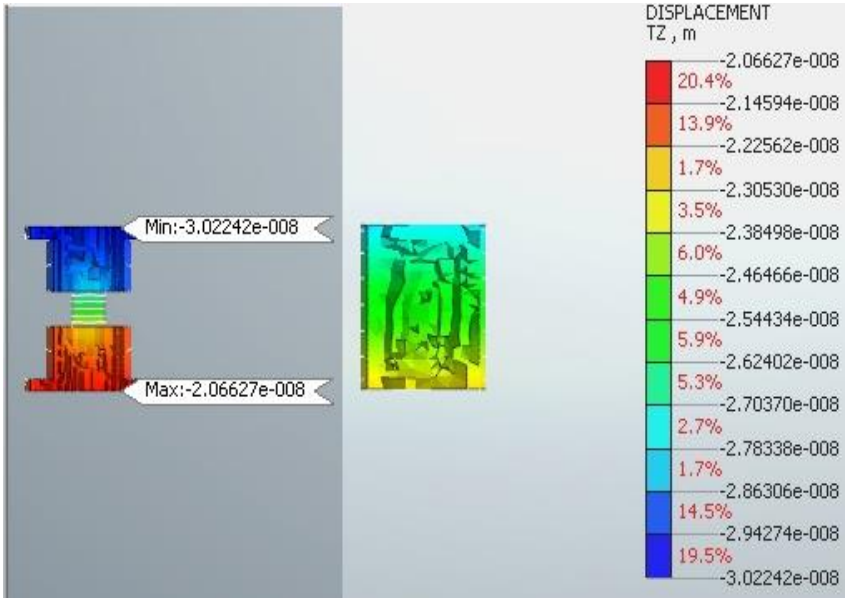


Рис. 9. Результаты численного моделирования формы датчика напряжения
Figure 9. Results of numerical simulation of the shape of the voltage sensor

Рассматриваемые образцы датчика были испытаны в кубах из высокопрочного гипса марки Г-16 размерами 100 × 100 × 100 мм. Для проведения эксперимента были подготовлены два типа датчиков напряжения:

1 — датчики, выполненные в форме цилиндра из дюралюминия, у которого были отфрезерованы две противоположные продольные грани, предназначенные для повышения качества наклейки тензорезисторов (см. рис. 8, *а*);

2 — датчики в форме «песочные часы», имеющие площадку («шейку») повышенной деформативности размерами 3 × 3 × 5 мм (глубина × ширина × высота) (см. рис. 8, *b*).

Конструкция выточенной шейки корпуса позволяла разместить тензорезисторы только поперек направления деформирования, что привело к снижению чувствительности тензорезистора в 2,94 раза (коэффициент Пуассона дюралюминия равен 0,34) и было скорректировано в следующей партии датчиков.

Перед заливкой датчиков в кубы производилось их тарирование статической нагрузкой с применением динамометра. Тарирование производилось ступенчатым нагружением датчика до нагрузок в 60 кгс/см^2 по циклу «загружение – разгружение» (см. рис. 10). После отбора датчиков с наиболее стабильными показателями производилась их заливка в гипсовые кубы. Для исключения возможности перемещения датчиков при заливке формы был разработан кондуктор для их позиционирования, изготовленный методом FDM из пластика ABS (см. рис. 11).

Датчики фиксировались в кондукторе по два и размещались внутри опалубочной формы (см. рис. 12). После набора прочности в течение суток проводились испытания на сжатие по циклу «загружение – разгружение» до нагрузок в 180 кгс/см^2. Полученные данные приведены на рис. 13, 14.

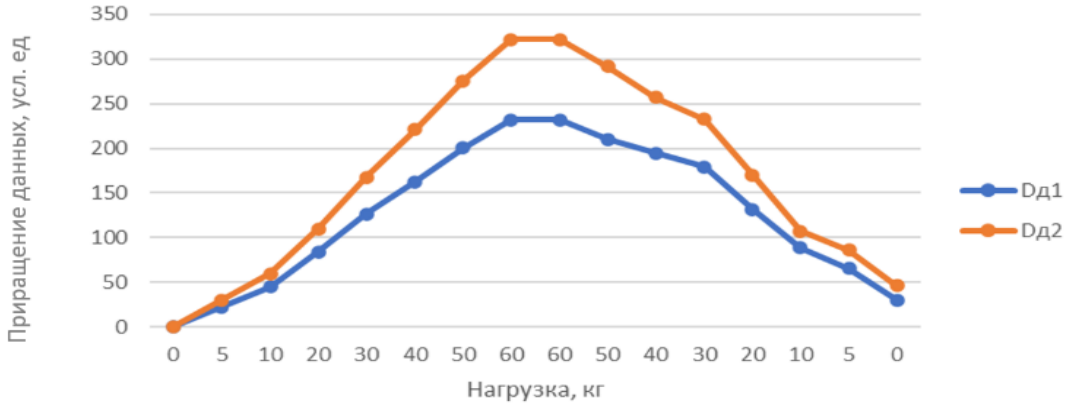


Рис. 10. График показаний датчика Д6 в ходе тарирования
Figure 10. Graph of D6 sensor readings during calibration

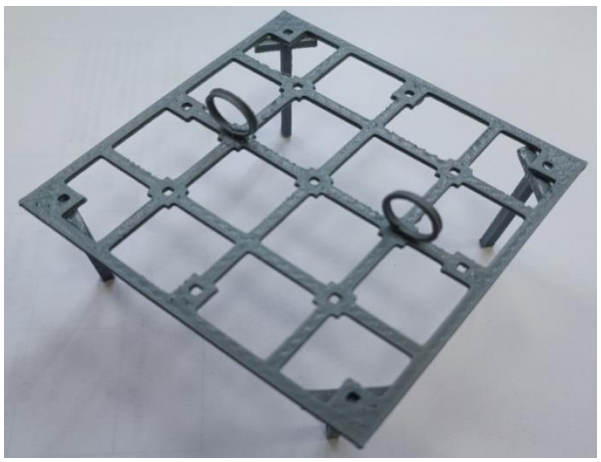


Рис. 11. Кондуктор для позиционирования датчиков давления
Figure 11. Conductor for positioning pressure sensors

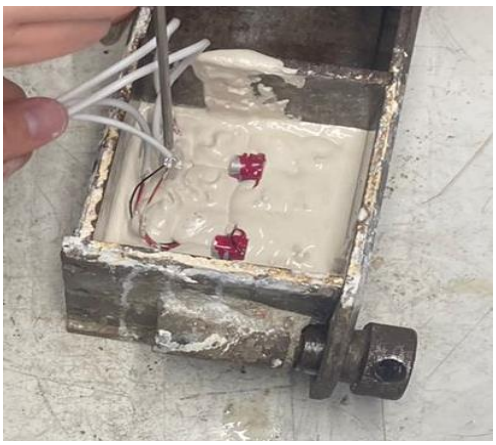


Рис. 12. Датчики в кондукторе внутри опалубочной формы (в процессе заливки)
Figure 12. Sensors in the conductor inside the formwork mold (in the process of pouring)

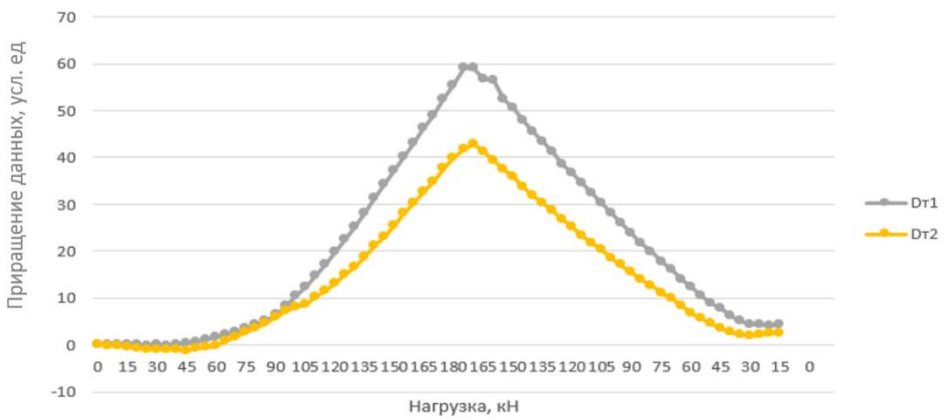


Рис. 13. График приращений показаний прибора при испытании по циклу «нагружение – разгружение» датчика постоянного сечения Д3 (в условных единицах)
Figure 13. Graph of increments of instrument readings during testing according to the “loading – unloading” cycle of a sensor of constant cross section D3 (in conventional units)

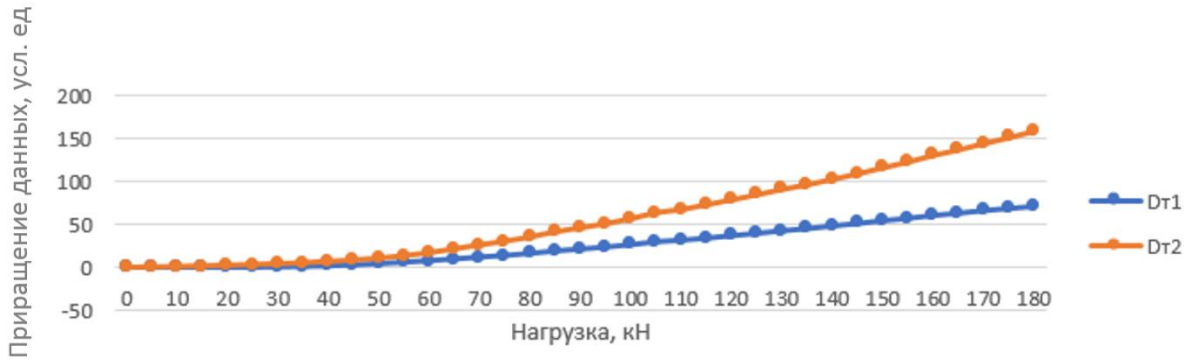


Рис. 14. График приращений показаний прибора при испытании по циклу «нагружение» датчика переменного Д7 (в условных единицах)

Figure 14. Graph of increments of instrument readings during testing according to the "loading" cycle of the variable cross section sensor D7 (in conventional units)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработано и проверено конструктивное решение корпуса датчика напряжения на основе тензорезисторов, имеющее малые размеры, низкую стоимость изготовления, высокую разрешающую способность и стабильность показаний на всем участке чувствительности (напряжение до 400 кгс/см^2).

Представлены конструктивные решения датчика напряжений с постоянным и переменным сечением. Отличаясь повышенной трудоемкостью изготовления, последнее решение имеет значительно большую чувствительность в сравнении с датчиком постоянного сечения (более чем 3-кратное).

Разработанные датчики напряжения имеют по два тензорезистора на противоположных гранях и перед заливкой тарируются с получением соответствующих коэффициентов для каждого из тензорезисторов (см. рис. 10), что обеспечивает возможность интерпретации данных, получаемых при работе в строительной конструкции, несмотря на некоторые отклонения на графиках. Применение тарировочных коэффициентов показывает, что суммарный разброс показателей «Условные единицы – нагрузка» составляет не более 10 %.

Для проведения исследования напряженно-деформированного состояния сечения изгибаемых элементов планируется применять датчики с зоной повышенных деформаций с продольным размещением тензорезисторов, обеспечивающих высокую чувствительность и хорошее качество изготовления данного типа датчика напряжения.

БЛАГОДАРНОСТИ

Авторы выражают признательность коллективу ПАО «Кировский завод "Маяк"», а также лично Шигапову Александру Харисовичу за оказанную помощь в изготовлении опытных образцов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Terekhov I.A., Kudyakov K.L.* Determination of the Criteria of Deformation in a Special Limiting State // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Vol. 17. No. 1. Pp. 108–116. DOI 10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116

2. *Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н.* Особое предельное состояние железобетонных конструкций и его нормирование // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 5. С. 4–9.

3. *Taheri M., Sani H.P.* Investigation of nonlinear behavior of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel haunch bracing under progressive collapse // Journal of Structural and Construction Engineering. 2021. No. 8. Pp. 296–313.

4. *Колчунов В.И., Бушова О.Б., Кореньков П.А.* Деформирование и разрушение железобетонных рам с ригелями, армированными наклонными стержнями, при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2022. № 1. С. 18–28. DOI 10.33979/2073-7416-2022-99-1-18-28

5. *Колчунов В.И., Бушова О.Б.* Деформирование железобетонных каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях при особых воздействиях // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. № 4. С. 297–306.

6. *Lew H.S., Main J.A., Bao Y., Sadek F., Chiarito V.P., Robert S.D., Torres J.O.* Performance of precast concrete moment frames subjected to column removal: Part 1, experimental study // PCI Journal. 2017. Vol. 62. No. 5. Pp. 35–52.

7. *Thonstad Travis, Weigand Jonathan, Bao Yihai, Main Joseph A.* New Connections for Enhancing Robustness of Precast Concrete Frame Structures // Convention and National Bridge Conference. Denver. 2018. URL: https://www.researchgate.net/publication/335368557_New_Connections_for_Enhancing_Robustness_of_Precast_Concrete_Frame_Structures

8. *Alkadi S.A., Fedorova N.V., Osovskyh O.E.* Analysis of reinforced concrete space frame deformation with composite sections elements // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 456. URL: https://www.researchgate.net/publication/330026713_Analysis_of_reinforced_concrete_space_frame_deformation_with_composite_sections_elements. DOI: 10.1088/1757-899X/456/1/012033

9. *Russell J.* Progressive Collapse of Reinforced Concrete Flat Slab Structures // Nottingham. 2015. 219 p.

10. *Qian Kai, Wang Dong-Fang, Huang Ting, Weng Yun-Hao.* Initial damage and residual behavior of RC beam-slab structures following sudden column removal — numerical study // Research Journal of The Institution of Structural Engineers. 2022. Vol. 36. Pp. 650–664. DOI: 10.1016/j.istruc.2021.12.036

11. *Плотников А.И.* Динамика упругопластических железобетонных балок при действии интенсивных кратковременных нагрузок аварийного характера : дис. … канд. техн. наук. М., 1994. 375 с.

12. *Гуща Ю.П.* Исследование изгибаемых железобетонных элементов при работе стержневой арматуры в упругопластической стадии : дис. … канд. техн. наук. М. : НИИЖБ, 1967.

13. *Арсланбеков М.М.* Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием : дис. … канд. техн. наук. М., 2005. 166 с.

14. *Михайлов К.В., Дмитриев С.А.* Теория железобетона. М. : Стройиздат, 1971. 185 с.

15. *Клокова Н.П.* Тензорезисторы: Теория, методики расчета, разработки. М. : Машиностроение, 1990. 224 с.

16. *Матков Н.Г.* Сопротивление сталеполимербетонных конструкций и их стыков. М. : Воентехлит, 1999. 164 с.

17. Накладной струнный тензометр EWV SCIBIM. URL: https://zetlab.com/shop/datchiki/tensodatchiki/strunnyie-tenzometryi-i-datchiki-deformatsii/ewv-scigauge/

18. Датчик механической деформации ZET 901. URL: https://zetlab.com/shop/datchiki/tensodatchiki/strunnyie-tenzometryi-i-datchiki-deformatsii/zet-901/

19. Научно-производственное предприятие Химэкс. URL: https://www.chimexltd.com/catalog/epoksidnye-smoly-aktivnye-razbaviteli/

20. *Воронков А.Г., Ярцев В.П.* Эпоксидные полимеррастворы для ремонта и защиты строительных изделий и конструкций. Тамбов : Изд-во ТГТУ, 2006. 92 с.

REFERENCES

1. Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Terekhov I.A., Kudyakov K.L. Determination of the Criteria of Deformation in a Special Limiting State. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021; 17(1):108-116. DOI 10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116

2. Trekin N.N., Kodysh E.N. The special limiting state of reinforced concrete structures and its rationing. *Industrial and Civil Engineering*. 2020; 5:4-9. (rus.).

3. Taheri M., Sani H.P. Investigation of nonlinear behavior of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel haunch bracing under progressive collapse. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 2021; 8:296-313.

4. Kolchunov V.I., Bushova O.B., Korenkov P.A. Deformation and destruction of reinforced concrete frames with crossbars reinforced with inclined rods under special influences. *Building and reconstruction*. 2022; 1:18-28. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-99-1-18-28 (rus.).

5. Kolchunov V.I., Bushova O.B. Deformation of reinforced concrete frames of multi-storey buildings in extreme conditions under special influences. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022; 4: 297-306. (rus.).

6. Lew H.S., Main J.A., Bao Y., Sadek F., Chiarito V.P., Robert S.D., Torres J.O. Performance of precast concrete moment frames subjected to column removal: Part 1, experimental study. *PCI Journal*. 2017; 62(5):35-52.

7. Thonstad Travis, Weigand Jonathan, Bao Yihai, Main Joseph A. New Connections for Enhancing Robustness of Precast Concrete Frame Structures. *Convention and National Bridge Conference*. Denver, 2018. URL: https://www.researchgate.net/publication/335368557_New_Connections_for_Enhancing_Robustness_of_Precast_Concrete_Frame_Structures

8. Alkadi S.A., Fedorova N.V., Osovskyh O.E. Analysis of reinforced concrete space frame deformation with composite sections elements. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018; 456. DOI: 10.1088/1757-899X/456/1/012033

9. Russell J. Progressive Collapse of Reinforced Concrete Flat Slab Structures. *Nottingham*. 2015; 219.

10. Qian Kai, Wang Dong-Fang, Huang Ting, Weng Yun-Hao. Initial damage and residual behavior of RC beam-slab structures following sudden column removal — numerical study. *Research Journal of The Institution of Structural Engineers.* 2022; 36:650-664. DOI: 10.1016/j.istruc.2021.12.036

11. Plotnikov A.I. *Dynamics of elastic-plastic reinforced concrete beams under the action of intense short-term emergency loads : dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences*. Moscow. 1994; 375. (rus.).

12. Gushcha Yu.P. *Investigation of bent reinforced concrete elements during the operation of rod reinforcement in the elastic-plastic stage : dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences.* Moscow, NIIZHB, 1967. (rus.).

13. Arslanbekov M.M. *The study of strength, crack resistance and rigidity of reinforced concrete bendable elements with mixed reinforcement : dissertation of the Candidate of Technical Sciences*. Moscow, 2005; 166.

14. Mikhailov K.V., Dmitriev S.A. *Theory of reinforced concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1971; 185. (rus.).

15. Klokova N.P. *Tensoresistors: Theory, calculation methods, developments*. Moscow, Mechanical Engineering, 1990; 224. (rus.).

16. Matkov N.G. *Resistance of steel-polymer concrete structures and their joints*. Moscow, Voentehlit, 1999; 164. (rus.).

17. Attached string strain gauge EWV SCIBIM. URL: https://zetlab.com/shop/datchiki/tensodatchiki/strunnyie-tenzometryi-i-datchiki-deformatsii/ewv-scigauge/

18. Sensor of mechanical deformation ZET 901. URL: https://zetlab.com/shop/datchiki/tensodatchiki/strunnyie-tenzometryi-i-datchiki-deformatsii/zet-901/

19. Himex scientific and production enterprise. URL: https://www.chimexltd.com/catalog/epoksidnye-smoly-aktivnye-razbaviteli/

20. Voronkov A.G., Yartsev V.P. *Epoxy polymer solutions for repair and protection of building products and structures*. Tambov, Publishing House of TSTU, 2006; 92. (rus.).

2024. 1(5). 57–67

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)
ISSN 2949-1614 (ONLINE)
HTTPS://G-B-K.RU

УДК 699.841
DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.57-67

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Обеспечение сейсмостойкости железобетонных зданий

О.В. Мкртычев[1*], А.А. Решетов[1]

[1] Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

*elm97@mail.ru

Ключевые слова: сейсмическое воздействие, моделирование акселерограмм, накопление повреждений, сейсмостойкость сооружений, нелинейно-деформируемое основание, PML-слой, SSI-интерфейс, явные методы интегрирования уравнений движения, высокопроизводительные вычисления, нелинейная динамика

История статьи
Поступила в редакцию: 10.01.2024
Доработана: 30.01.2024
Принята к публикации: 01.02.2024

Для цитирования
Мкртычев О.В., Решетов А.А. Обеспечение сейсмостойкости железобетонных зданий // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 57–67.

Аннотация. В большинстве современных исследований, как правило, не учитывается случайный характер сейсмического воздействия, которое является ярко выраженным нестационарным случайным процессом. Адекватная оценка сейсмостойкости зданий и сооружений возможна только на основе методик, позволяющих учесть большую изменчивость параметров сейсмического воздействия. В статье представлена вероятностная методика расчета многоэтажных железобетонных зданий, проектируемых в сейсмически районах с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейности, а также взаимодействия сооружения с нелинейно-деформируемым основанием. Разработанная методика позволяет обеспечить требуемый уровень сейсмостойкости для проектируемых зданий на основе критерия необрушения. В качестве примера рассматривается расчет многоэтажного железобетонного здания. Внешнее сейсмическое воздействие рассматривается в виде нестационарного случайного процесса, который получен посредством умножения стационарного случайного процесса на детерминированную огибающую функцию. Для моделирования нелинейной работы железобетонных конструкций используется модель бетона с функцией накопления повреждений при циклических нагрузках, а также учитывающая деградацию прочности и жесткости материала при интенсивном землетрясении. Расчет проводился с использованием явных методов интегрирования уравнений движения на вычислительном кластере с применением технологии параллельных вычислений. Представленная методика позволяет исследовать характер разрушения железобетонных конструкций при интенсивных землетрясениях и выявлять зоны с дефицитом несущей способности. Предлагаемый вероятностный подход к моделированию сейсмического воздействия как реализации нестационарного случайного процесса с заданными параметрами совместно с учетом нелинейного деформирования железобетонных конструкций здания и основания позволяет управлять уровнем надежности и проектировать здания с заданной обеспеченностью сейсмостойкости.

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

Решетов Андрей Александрович, кандидат технических наук, научный сотрудник НИЦ НИСС НИУ МГСУ, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; Scopus: 57197187290, ORCID: 0000-0002-8267-2665, e-mail: andrew331@bk.ru.

© Мкртычев О.В., Решетов А.А., 2024

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

Ensuring Seismic Resistance of Reinforced Concrete Buildings

Oleg V. Mkrtychev[1]*, Andrey A. Reshetov[1]

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

*elm97@mail.ru

Keywords: seismic impact, accelerogram modeling, damage accumulation, seismic resistance of structures, nonlinear deformable foundation, PML layer, SSI interface, explicit methods for integrating equations of motion, high-performance computing, nonlinear dynamics

Article history
Received: 10.01.2024
Revised: 30.01.2024
Accepted: 01.02.2024

For citation
Mkrtychev O.V., Reshetov A.A. Ensuring Seismic Resistance of Reinforced Concrete Buildings. *Reinforced concrete structures.* 2024; 1(5):57-67.

Abstract. There are a large number of works on a comprehensive assessment of the seismic resistance of buildings and structures. However, these studies, as a rule, do not take into account the random nature of the seismic impact, which is a pronounced non-stationary random process. An adequate assessment of the seismic resistance of buildings and structures is possible only on the basis of methods that allow taking into account the large variability of seismic impact parameters. The article presents a probabilistic method for calculating multi-storey reinforced concrete buildings designed in seismic regions, taking into account the interaction of a building with a non-linearly deformable foundation. The developed technique makes it possible to provide the required level of seismic resistance for the designed buildings based on the non-collapse criterion. As an ex-ample, the calculation of a multi-storey reinforced concrete building is considered. External seismic action is represented as a non-stationary random process. The external seismic action is considered as a non-stationary random process, which is obtained by multiplying the stationary random process by a deterministic envelope function. The parameters necessary for constructing the envelope and the stationary random process were obtained from the results of processing the available database of intense earthquakes. The stationary random process was generated by the shaping filter method. The impact parameters are based on the results of processing the available database of intense earthquakes. When modeling reinforced concrete structures, a concrete model is used with the function of damage accumulation under cyclic loads, as well as taking into ac-count the degradation of the strength and stiffness of the material during an intense earthquake. Accounting for the interaction of the building with the soil base is implemented using the SSI interface (Soil Structure Interaction). To prevent the influence of waves reflected from the boundaries of a limited ground massif, a PML layer (Perfectly Matched Layer) is used. The calculation was carried out using explicit methods for integrating the equations of motion on a computing cluster using parallel computing technology. The presented technique makes it possible to investigate the nature of the destruction of reinforced concrete structures during intense earthquakes and to identify zones with a deficiency in bearing capacity. The proposed probabilistic approach to modeling seismic impact as an implementation of a non-stationary random process with given parameters, together with taking into account the nonlinear deformation of the reinforced concrete structures of the building and foundation, allows you to control the level of reliability and design buildings with a given seismic resistance.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время при расчете зданий, проектируемых в сейсмических районах, имеет место тенденция постоянного повышения уровня детализации моделей при учете физической, геометрической и конструктивной нелинейностей. Например, при выполнении численных расчетов многоэтажных железобетонных конструкций используются объемные конечные элементы для бетона и непосредственное армирование в виде стержневых элементов.

Mkrtychev Oleg Vartanovich, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Strength of Materials, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9676-4986, Scopus: 56449249100, ResearcherID: Q-2370-2017, ORCID: 0000-0002-2828-3693, e-mail: mkrtychev@yandex.ru.
Reshchetov Andrey Aleksandrovich, Candidate of Technical Sciences, researcher at the Research Center NISS National Research University MGSU, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Scopus: 57197187290, ORCID: 0000-0002-8267-2665, e-mail: andrew331@bk.ru.

При этом в большинстве случаев игнорируется тот факт, что сейсмическое воздействие является ярко выраженным случайным процессом. Получение адекватных результатов возможно только с учетом большой изменчивости параметров сейсмического воздействия. При этом параметры используемых расчетных акселерограмм должны быть получены на основе обработки имеющихся инструментальных записей акселерограмм землетрясений. При расчетах на сейсмическое воздействие приходится учитывать взаимодействие сооружения с нелинейно деформируемым основанием. Также необходимо использовать современные модели материалов, позволяющие учесть нелинейный характер деформирования при циклических нагрузках. Решение задачи проектирования сейсмостойких железобетонных зданий с учетом всех указанных выше аспектов требует разработки соответствующих комплексных методик расчета на землетрясение.

Расчет многоэтажных железобетонных зданий на интенсивные сейсмические воздействия по критерию необрушения наиболее эффективно производить с использованием явных методов прямого интегрирования уравнений движения. При решении должны в полной мере использоваться возможности методов параллельных/распределенных вычислений [1–4].

Целью данной работы является разработка комплексной вероятностной (в части моделирования расчетного сейсмического воздействия) методики оценки сейсмостойкости, позволяющей проектировать железобетонные здания и сооружения с заданным уровнем надежности. Изложение разработанной методики производится на примере расчета многоэтажного железобетонного здания. В условиях постоянного увеличения сложности архитектурных и инженерных решений и в условиях, когда сейсмическая активность становится все более значимой угрозой для многих регионов, необходимость в более точном и адекватном моделировании поведения зданий и сооружений под воздействием сейсмических нагрузок становится все более важной задачей.

Предложенная в данном исследовании методика представляет собой комплексный подход, который учитывает нелинейную деформацию основания, детальное моделирование бетона и арматуры, накопление повреждений при циклических нагрузках, использование синтезированных акселерограмм землетрясений с частотно-временными характеристиками, полученными на основе обработки множества инструментальных акселерограмм, что обычно игнорируется или упрощается в стандартных подходах.

МЕТОД

Рассмотрим пятиэтажное железобетонное здание, расположенное на нелинейно-деформируемом грунтовом основании (рис. 1).

Несущие элементы здания (колонны, ригели и плиты перекрытия) заданы объемными конечными элементами, а арматура — стержневыми конечными элементами.

Основные характеристики конструкции: размер здания в плане 26,0 × 13,2 м, высота этажа 3,3 м. Толщина фундаментной плиты — 30 см, сечение балок — 40 × 40 см, сечение колонн — 40 × 40 см, толщина плиты покрытия — 20 см. Бетон класса B25 задавался при помощи нелинейной модели бетона Continuous Surface Cap Model (CSCM) [5–9].

Для рассматриваемого здания учитывалось фактическое армирование (рис. 2). Продольная арматура класса A400, поперечная — A240, диаграмма работы материала арматуры принята идеально упругопластической (диаграмма Прандтля) с ограничением пластических деформаций. Объемные элементы бетона связывались со стрежневыми элементами арматуры с помощью методики Лагранжево-Эйлерового взаимодействия.

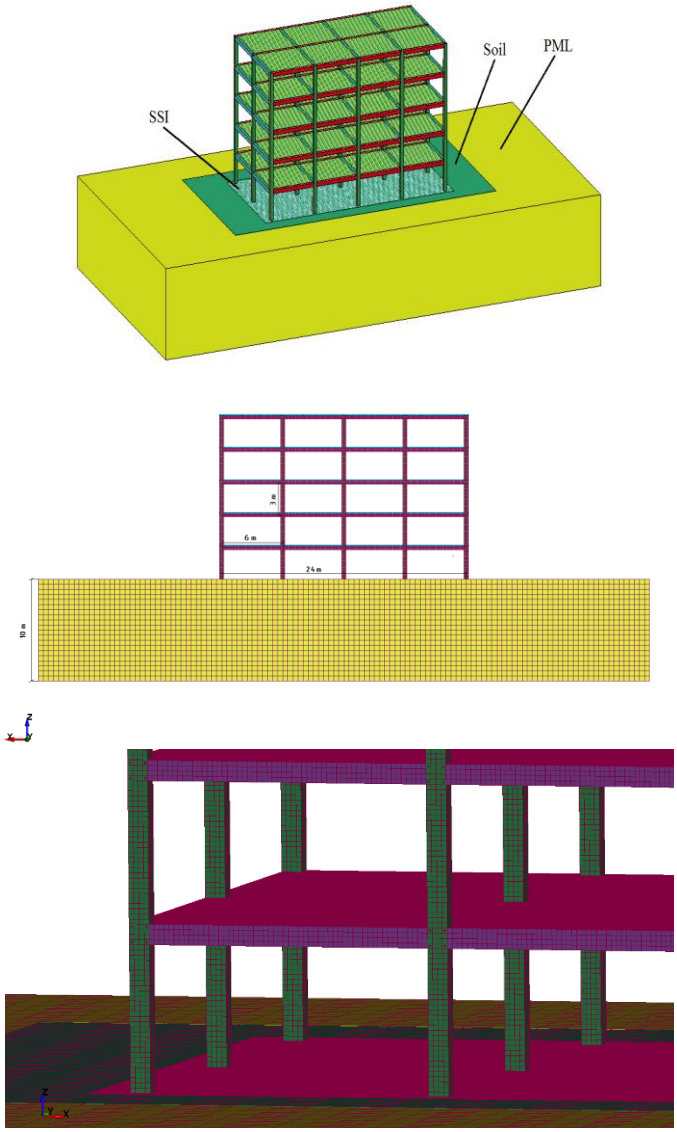


Рис. 1. Расчетная схема
Figure 1. Calculation scheme

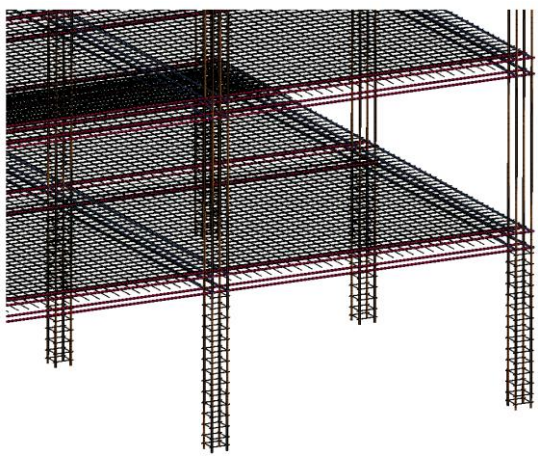


Рис. 2. Арматурный каркас
Figure 2. Reinforcement frame

Основные характеристики грунта принимались в соответствие с моделью Мора-Кулона со следующими параметрами: плотность ρ = 2,710 г/см^3, модуль деформации E = 12 МПа, коэффициент Пуассона ν = 0,25, удельное сцепление c_0 = 0,039 МПа, угол внутреннего трения φ = 24°.

В исследовании использовалась методика SSI. Для моделирования неотражающих границ грунтового основания применялся PML-слой [8].

Моделирование расчетной акселерограммы

Расчетное сейсмическое воздействие задавалось в виде трехкомпонентной синтезированной акселерограммы, все компоненты которой нормировались на максимальное ускорение 4 м/с^2.

Акселерограмма рассматривалась в виде нестационарного случайного процесса, для которого было получено семейство реализаций [10–13]. Каждая компонента акселерограммы представляется в виде произведения огибающей $A(t)$ на реализацию стационарного случайного процесса $y(t)$, полученную с помощью метода формирующего фильтра:

$$a(t) = A(t) \cdot y(t). \tag{1}$$

На рис. 3 показаны 3 компоненты полученной по предлагаемой методике исходной расчетной акселерограммы землетрясения.

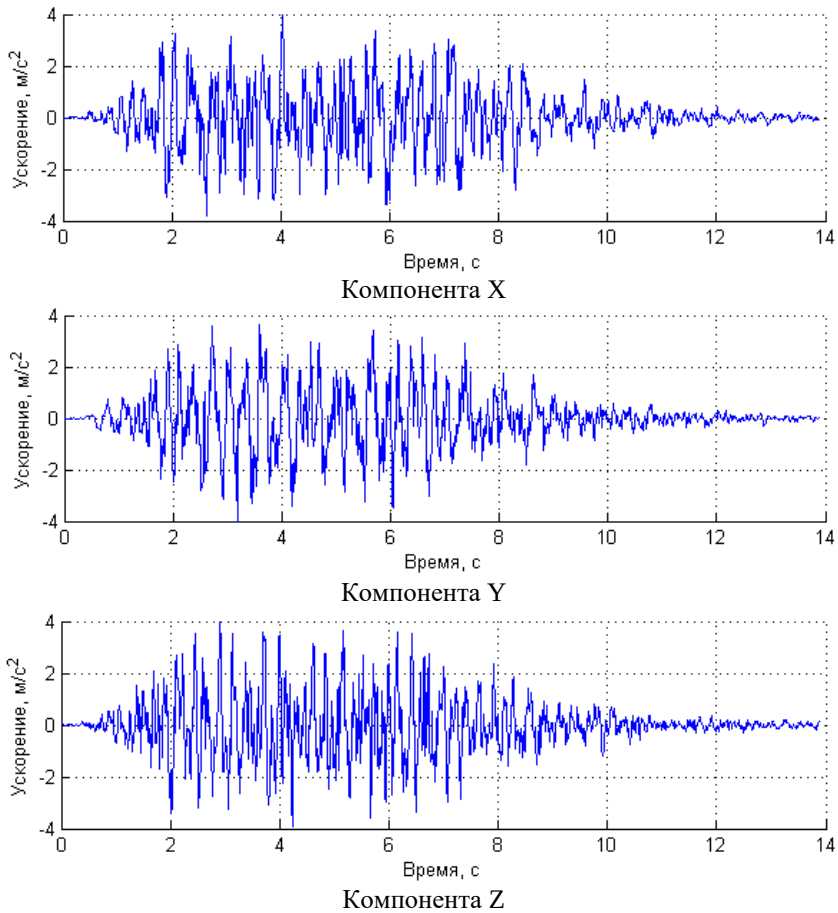


Рис. 3. Расчетная акселерограмма
Figure 3. Computational accelerogram

Моделирование совместной работы сооружения с основанием
Soil Structure Interaction (SSI)

Рассмотрим работу сооружения с основанием с использованием метода, основанного на SSI-интерфейсе (рис. 4).

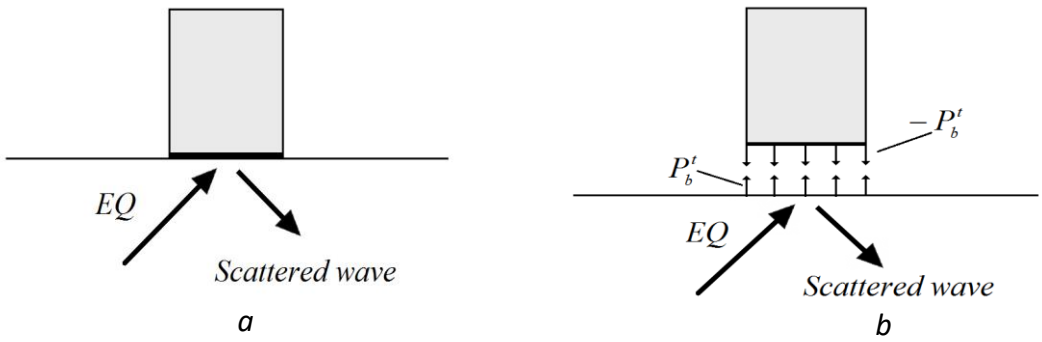


Рис. 4. Взаимодействие грунта с основанием
Figure 4. Soil-base interaction

Общее уравнение метода можно записать следующим образом [12]:

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sb} & 0 \\ m_{bs} & m_{bb}+m_{ff} & m_{fe} \\ 0 & m_{ef} & m_{ee} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_s^t \\ \ddot{u}_b^t \\ \ddot{u}_e \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} & 0 \\ k_{bs} & k_{bb}+k_{ff} & k_{fe} \\ 0 & k_{ef} & k_{ee} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_s^t \\ u_b^t \\ u_e \end{bmatrix} = \\ = \begin{bmatrix} 0 \\ m_{ff} \\ m_{ef} \end{bmatrix} \ddot{u}_f^0 + \begin{bmatrix} 0 \\ k_{ff} \\ k_{ef} \end{bmatrix} u_f^0, \tag{2}$$

где:

$\left\{u_s^t,\ u_b^t,\ u_f^t,\ u_e\right\}$ образует поле абсолютных перемещений для системы основания с сооружением.

Из уравнения (18) видим, что неизвестными являются поле абсолютных перемещений для сооружения u_s^t, u_b^t и добавочное поле перемещений для грунта u_e.

Таким образом в данном методе сейсмическое воздействие задается в виде акселерограммы и соответствующей ей сейсмограммы, полученных для свободной поверхности земли.

Для учета начальной деформации основания под собственным весом перед основным динамическим расчетом проводится статический расчет.

Идеально поглащающий слой
Perfectly Matched Layer (PML)

В общем случае для корректного учета взаимодействия сооружения с основанием следует рассматривать достаточно большой массив грунтового основания. С целью сокращения размеров грунтового массива можно использовать неотражающие границы или поглощающий

волны слой. Применение метода SSI позволяет организовать неотражающие границы или поглощающий слой (PML) на боковых и нижних поверхностях рассматриваемого ограниченного грунтового массива (рис. 5, *b*) [12].

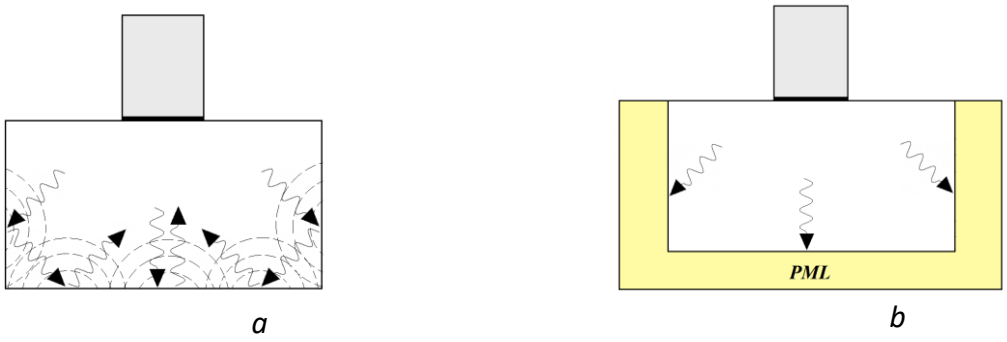


Рис. 5. Схема модели:
a — без PML-слоя; *b* — с PML-слоем
Figure 5. Model diagram:
a — without PML layer; *b* — with PML layer

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

На рис. 6–8 показаны изополя эффективных пластических деформаций. На рис. 9, 10 изображена деформированная схема с повреждениями сооружения в различные моменты времени.

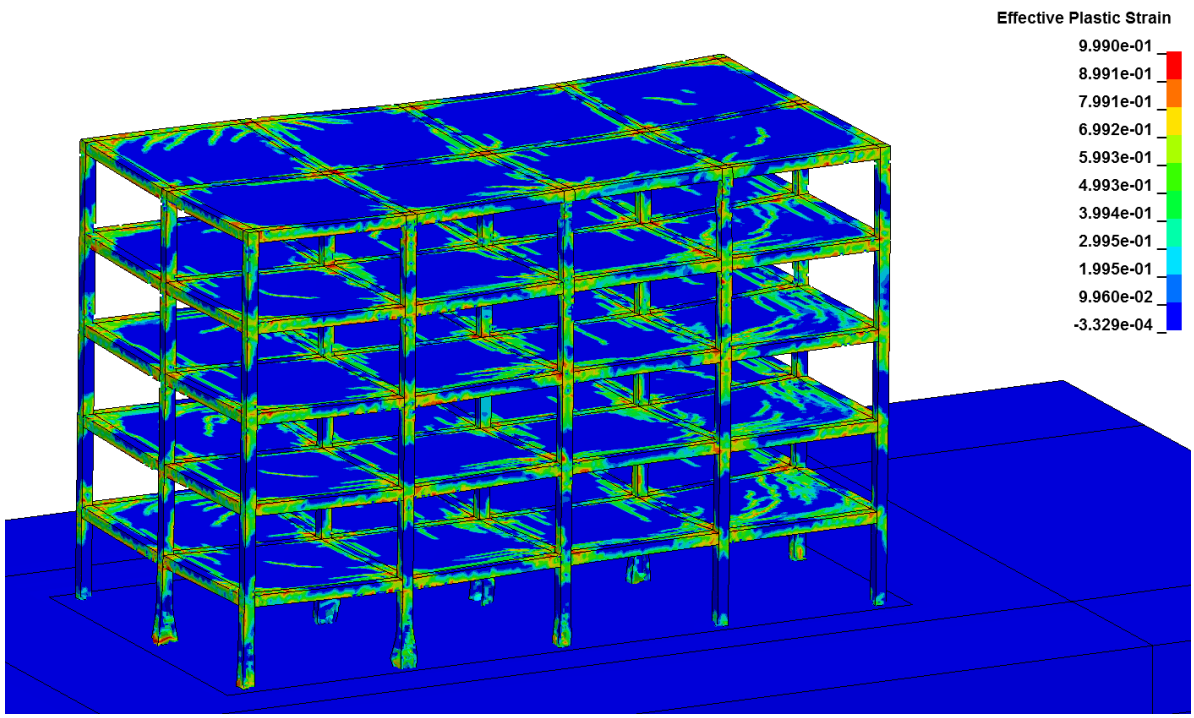


Рис. 6. Изополя эффективных пластических деформаций в момент времени t = 4 с
Figure 6. Isofields of effective plastic strain at time t = 4 s

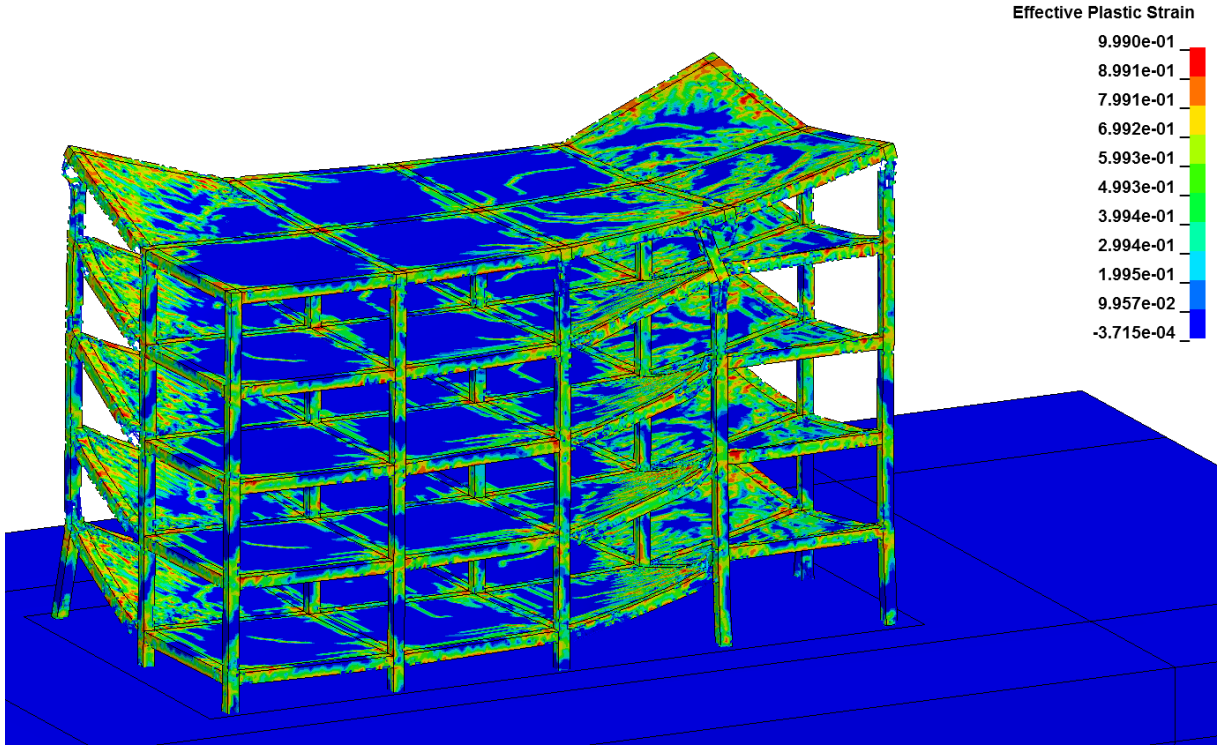


Рис. 7. Изополя эффективных пластических деформаций в момент времени t = 4,7 с
Figure 7. Deformed scheme with damage to the structure at time t = 4.7 s

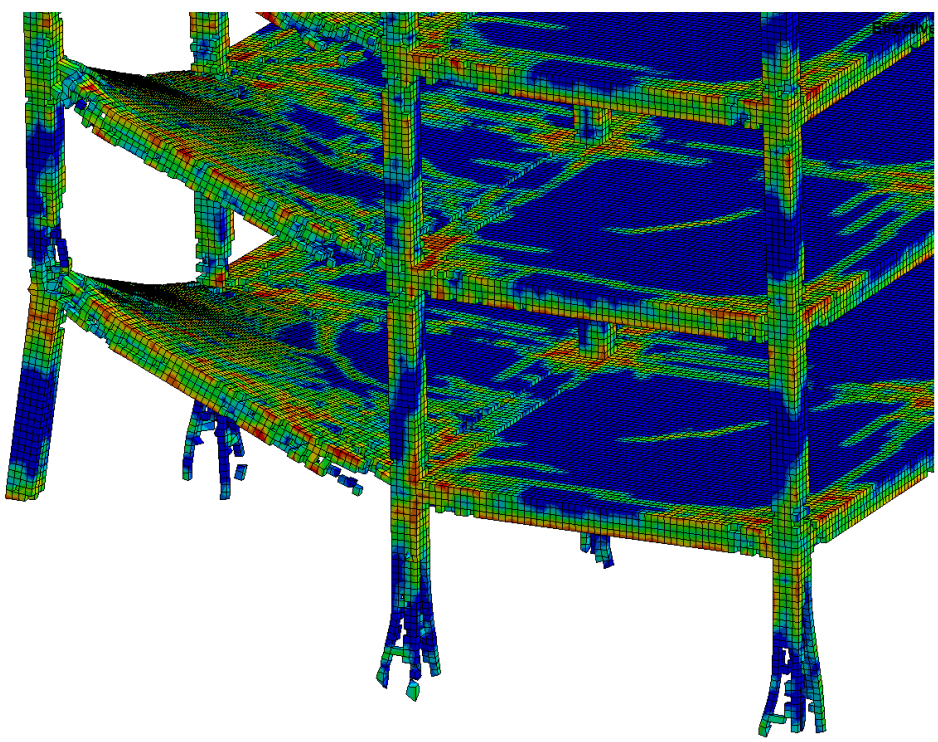


Рис. 8. Характер разрушений (увеличенный фрагмент)
Figure 8. Deformed scheme with damage to the structure (enlarged fragment)

На рис. 9 показаны напряжения Фон Мизеса для арматурного каркаса. Также виден характер разрушения арматурного каркаса.

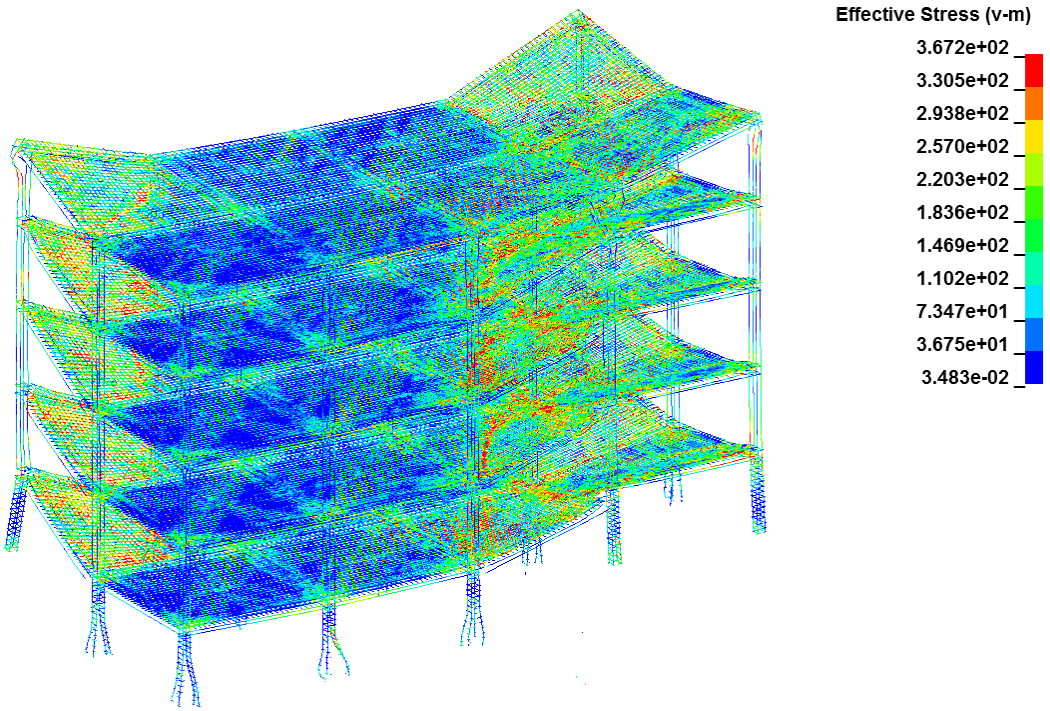


Рис. 9. Изополя напряжений Фон Мизеса
Figure 9. Von Mises stress field for the reinforcement framework

На рис. 10 показаны изополя эффективных пластических деформаций в грунтовом основании.

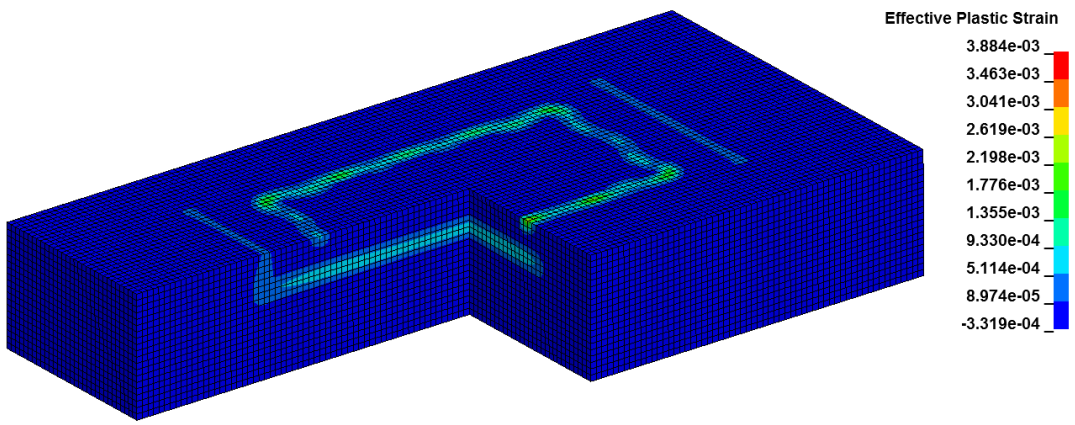


Рис. 10. Изополя эффективных пластических деформаций основания в момент времени t = 4 с
Figure 10. Isofields of effective plastic soil deformations at time t = 4 s

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработана комплексная вероятностная методика оценки сейсмостойкости, позволяющая проектировать железобетонные здания с заданным уровнем надежности при использовании критерия необрушения. Предложенная методика рассматривается на примере расчета многоэтажного железобетонного здания.

Анализ результатов показывает, что моделирование и получение достоверных результатов за приемлемое время при расчете многоэлементных железобетонных зданий возможно при использовании высокопроизводительных систем и распределенных вычислений. При этом ско-

рость расчета существенно зависит от способа декомпозиции задачи и реализации программного кода расчетного комплекса, который должен поддерживать эффективное распараллеливание.

Результаты исследования показали, что для многоэтажного железобетонного здания имеет место трансформация сейсмического воздействия, заданного на свободной поверхности, что также может быть учтено с помощью предлагаемого подхода к расчету железобетонных зданий на интенсивные сейсмические воздействия.

Предлагаемый подход к моделированию сейсмического воздействия может быть использован для генерирования наиболее неблагоприятного воздействия для рассматриваемой динамической системы «сооружение – основание».

Таким образом, представленный подход к проектированию железобетонных зданий и сооружений в сейсмических районах позволяет учесть случайность сейсмического воздействия, существенно нелинейный характер деформирования конструкций, корректное взаимодействие сооружения с основанием при землетрясении, что позволяет обеспечить требуемый уровень сейсмостойкости и надежности проектируемых железобетонных зданий.

БЛАГОДАРНОСТИ

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

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Wolf J.P.* Dynamic Soil-Structure Interaction // Englewood Cliffs. NJ : Prentice-Hall, 1985. 481 p.

2. *Basu U.* Explicit finite element perfectly matched layer for transient three-dimensional elastic waves // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2009. No. 77 (2). Pp. 151–176.

3. *Tamrazyan A.G.* Reduce the Impact of Dynamic Strength of Concrete Under Fire Conditions on Bearing Capacity of Reinforced Concrete Columns // Applied Mechanics and Materials Collection of papers from 2nd ICSMIM, November 16–17, 2013, Guangzhou, China ed. Yun-Hae Kim and Prasad Yarlagadda. Vol. 1. Pp 475–476.

4. *Cun H., Haixiao L.* Implicit and explicit integration schemes in the anisotropic bounding surface plasticity model for cyclic behaviours of saturated clay // Computers and Geotechnics. 2014. Vol. 55. Pp. 27–41.

5. *Krysl P., Bittnar Z.* Parallel explicit finite element solid dynamics with domain decomposition and message passing: dual partitioning scalability // Computers & Structures. 2001. Vol. 79. Issue 3. Pp. 345–360.

6. *París J., Colominas I., Navarrina F., Casteleiro M.* Parallel computing in topology optimization of structures with stress constraints // Computers & Structures. 2013. Vol. 125. Pp. 62–73.

7. *Jin H., Jespersen D., Mehrotra P., Biswas R., Huang L., Chapman B.* High performance computing using MPI and OpenMP on multi-core parallel systems // Parallel Computing. 2011. Vol. 37. Issue 9. Pp. 562–575.

8. *Basu U., Chopra A.K.* Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2004. No. 59 (8). Pp. 1039–1074.

9. *Murray Y.D.* User's Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean. Report No. FHWA-HRT-05-062. Federal Highway Administration, 2007. 77 p.

10. *Mkrtychev O.V., Reshetov A.A.* Modeling Worst-case Earthquake Accelerograms for Buildings and Structures // Advances in Engineering Research. 2016. Vol. 72. Pp. 89–94.

11. *Мкртычев О.В., Решетов А.А.* Синтезирование наиболее неблагоприятных акселерограмм для линейной системы с конечным числом степеней свободы // International Journal of Computer and Communication System Engineering. 2015. Vol. 11. Issue 3. Pp. 101–115.

12. *Мкртычев О.В., Решетов А.А.* Представительный набор акселерограмм для расчета на сейсмические воздействия // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 9. С. 43–50. DOI: 10.33622/0869-7019.2023.09.43-50

13. *Reshetov A.A., Lokhova E.M.* Assessment of the influence of the rotational components of seismic action on the SSS of a multistorey reinforced concrete building (assessment of the influence of the rotational components of seismic action on the SS of a multistorey reinforced concrete building // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2022. Vol. 18. Issue 1. Pp. 82–91.

REFERENCES

1. Wolf J.P. Dynamic Soil-Structure Interaction. *Englewood Cliffs*. NJ, Prentice-Hall, 1985. 481.

2. Basu U. Explicit finite element perfectly matched layer for transient three-dimensional elastic waves. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2009; 77(2):151-176.

3. Tamrazyan A.G. Reduce the Impact of Dynamic Strength of Concrete Under Fire Conditions on Bearing Capacity of Reinforced Concrete Columns. *Applied Mechanics and Materials. Collection of papers from 2nd ICSMIM, November 16-17, 2013, Guangzhou, China ed. Yun-Hae Kim and Prasad Yarlagadda*. 1:475-4767.

4. Cun H., Haixiao L. Implicit and explicit integration schemes in the anisotropic bounding surface plasticity model for cyclic behaviours of saturated clay. *Computers and Geotechnics*. 2014; 55:27-41.

5. Krysl P., Bittnar Z. Parallel explicit finite element solid dynamics with domain decomposition and message passing: dual partitioning scalability. *Computers & Structures*. 2001; 79(3):345-360.

6. París J., Colominas I., Navarrina F., Casteleiro M. Parallel computing in topology optimization of structures with stress constraints. *Computers & Structures*. 2013; 125: 62-73.

7. Jin H., Jespersen D., Mehrotra P., Biswas R., Huang L., Chapman B. High performance computing using MPI and OpenMP on multi-core parallel systems. *Parallel Computing.* 2011; 37(9):562-575.

8. Basu U., Chopra A.K. Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2004; 59(8):1039-1074.

9. Murray Y.D. *Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean. Report No. FHWA-HRT-05-062*. Federal Highway Administration, 2007; 77.

10. Mkrtychev O.V., Reshetov A.A. Modeling Worst-case Earthquake Accelerograms for Buildings and Structures. *Advances in Engineering Research*. 2016; 72:89-94.

11. Mkrtychev O.V., Reshetov A.A. Synthesis of the most unfavorable accelerograms for a linear system with a finite number of degrees of freedom. *International Journal of Computer and Communication System Engineering*. 2015; 11(3):101-115.

12. Mkrtychev O.V., Reshetov A.A. A representative set of accelerograms for calculating seismic impacts. *Industrial and Civil Construction*. 2023; 9:43-50. DOI: 10.33622/0869-7019.2023.09.43-5014

13. Reshetov A.A., Lokhova E.M. Assessment of the influence of the rotational components of seismic action on the SSS of a multistorey reinforced concrete building (assessment of the influence of the rotational components of seismic action on the SS of a multistorey reinforced concrete building. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering.* 2022; 18(1):82-91.

2024. 1(5). 68–78

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)
ISSN 2949-1614 (ONLINE)
HTTPS://G-B-K.RU

УДК 624.04:519.62
DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.68-78

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Вариационно-разностный метод расчета слоистых резинометаллических виброизоляторов, применяемых для защиты железобетонных зданий от техногенной вибрации

Д.К. Сизов[1, 2*]

[1] *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация*
[2] *ООО «Вибросейсмозащита», Москва, Российская Федерация*

* newfff@mail.ru

Ключевые слова: виброизоляция, метод конечных элементов, вариационно-разностный метод, резинометаллический виброизолятор, техногенные вибрации.

История статьи
Поступила в редакцию: 02.07.2023
Доработана: 12.07.2023
Принята к публикации: 19.07.2023

Для цитирования
Сизов Д.К. Вариационно-разностный метод расчета слоистых резинометаллических виброизоляторов, применяемых для защиты железобетонных зданий от техногенной вибрации // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 68–78.

Аннотация. В современном строительном комплексе г. Москвы для защиты зданий и сооружений от техногенной вибрации, возникающей от движения составов рельсового транспорта (поездов метрополитена, линий железной дороги и трамваев), используются слоистые резинометаллические виброизоляторы [1]. Чаще всего для определения их статических и динамических характеристик применяют метод конечного элемента (МКЭ), который позволяет определить все компоненты напряженно-деформированного состояния и частоты свободных колебаний в нагруженном состоянии практически для любых конструктивных форм изоляторов. Однако для наиболее популярных программных комплексов, реализующих МКЭ, задача оптимизации конструктивной формы виброизолятора все еще требует значительных временных затрат на многократное изменение расчетной сетки конечных элементов, повторного задания граничных условий и реализацию серии расчетов. Лишь некоторые из программных комплексов, реализующих МКЭ, решают оптимизационные задачи формы рассчитываемого изделия, чаще всего это относится к иностранным программным продуктам с универсальным функционалом. Наиболее близко методу конечного элемента (МКЭ) по своим вычислительным возможностям соответствует вариационно-разностный метод (ВРМ). С использованием ВРМ возможно создать программные модули, многократно автоматически решающие трехмерные задачи теории упругости с учетом изменившейся геометрии виброизолятора: габаритов изделия, расположения перфораций в пределах резиновых слоев, а также толщин резинового слоя и других параметров, важных для получения эффективного технического решения для виброизоляции зданий. Далее в статье описывается методика реализации вариационно-разностного метода (ВРМ) применительно к решению задачи определения компонент напряженно-деформированного состояния внутри трехмерного слоистого виброизолятора с перфорациями различных размеров, имеющими различное расположение относительно контура виброизолятора, т.е. приводится решение задачи оптимизации трехмерной формы виброизолятора.

Дмитрий Константинович Сизов, кандидат технических наук, доцент, ООО «Вибросейсмозащита», 109341, г. Москва, ул. Братиславская, д. 6, доцент кафедры строительной и теоретической механики, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4499-6656, Scopus: 57192559647, e-mail: vibroprotect@mail.ru.

© Сизов Д.К., 2024

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

Variation-Difference Method of Calculation of Layered Rubber-Metal Vibration Isolators Used for Protection of Reinforced Concrete Buildings from Anthropogenic Vibration

Dmitry K. Sizov[1, 2*]

[1] *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow , Russian Federation*
[2] *OOO "Vibroseismozastchita", Moscow, Russian Federation*

* newfff@mail.ru

Keywords: vibration isolation, finite element method, variational-difference method, rubber-metal vibration isolator, technogenic vibrations.

Article history
Received: 02.07.2023
Revised: 12.07.2023
Accepted: 19.07.2023

For citation
Sizov D.K. Variation-Difference Method of Calculation of Layered Rubber-Metal Vibration Isolators Used for Protection of Reinforced Concrete Buildings from Anthropogenic Vibration. *Reinforced concrete structures.* 2024; 1(5):68-78.

Abstract. In the modern construction complex of the city of Moscow for the protection of buildings and structures from man-made vibration arising from the movement of trains of rail transportation (subway trains, railroad lines and trams). To protect buildings and structures from anthropogenic vibration arising from the movement of rail transport trains (subway trains, railroad lines and streetcars), Moscow uses layered rubber-metal vibration isolators [1]. Most often, to determine their static and dynamic characteristics, the finite element method (FEM) is used, which makes it possible to determine all components of the stress-strain state and frequencies of free oscillations in the loaded state practically for any structural forms of isolators. However, for the most popular software packages that implement FEM, the problem of optimizing the structural shape of the vibration isolator still requires significant time expenditures for multiple changes of the finite element mesh, repeated setting of boundary conditions and implementation of a series of calculations. Only some of the software packages implementing the FEM solve optimization problems of the shape of the product being calculated, most often it is related to foreign software products with universal functionality. Variation-difference method (VDM) is the closest to the finite element method (FEM) in terms of its computational capabilities. It is possible to create program modules that repeatedly and automatically solve three-dimensional problems of elasticity theory taking into account the changed geometry of the vibration isolator: the dimensions of the product, the location of perforations within the rubber layers, as well as the thickness of the rubber layer and other parameters important for obtaining an effective technical solution for vibration isolation of buildings. Further, the article describes the method of implementation of the variational-difference method (VDM) as applied to the solution of the problem of determining the components of the stress-strain state inside a three-dimensional layered vibration isolator with perforations of different sizes having different locations relative to the contour of the vibration isolator, i.e., the solution of the problem of optimizing the three-dimensional shape of the vibration isolator is given.

ВВЕДЕНИЕ

В середине 1980-х гг. доктором технических наук М.А. Дашевским [1] была предложена уникальная система виброизоляции строительных объектов, основанная на применении системы заменяемых резинометаллических виброизоляторов, устанавливаемых под конструкциями здания. Данный метод позволяет осуществлять установку виброизоляторов в проектное положение уже после возведения основных несущих конструкций, что с одной стороны не сдерживает процесс возведения монолитных конструкций здания, а с другой — позволяет минимизировать неточности определения действующих вертикальных нагрузок в уровне виброизоляционного шва.

Dmitry K. Sizov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, OOO "Vibroseismozastchita", Bratislavskaya st. 6, Moscow, 10934, Russian Federation, Associate Professor of the Department of Structural and Theoretical Mechanics, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4499-6656, Scopus: 57192559647, e-mail: vibroprotect@mail.ru.

Суть данного подхода заключается в следующем [2]:

- на этапе проектирования железобетонных конструкций здания предусматривается горизонтальный виброизоляционный шов, перерезающий все несущие конструкции здания в уровне подвального (цокольного) этажа здания;
- на некоторых участках виброизоляционного шва в несущих конструкциях (стенах и колоннах) устраиваются специальные ниши, предназначенные для последующей установки резинометаллических виброизоляторов;
- после возведения 70–80 % «коробки здания» начинается сам процесс монтажа виброизоляторов в существующие ниши. Монтаж виброизоляторов заключается в последовательном многоцикловом сжатии виброизоляторов под зданием до проектных значений нагрузки с последующей фиксацией в сжатом состоянии с использованием металлических пластинок;
- в определенный момент времени суммарное усилие [3], действующее со стороны поля резинометаллических виброизоляторов, размещенных в уровне виброизоляционного шва, начинает превышать вес здания. В этот момент происходит раскрытие предварительно предусмотренного на этапе проектирования виброизоляционного шва с «вывешиванием здания» на резинометаллических виброизоляторах; вся нагрузка от верхней, виброизолированной части здания передается на нижнюю только через резинометаллические виброизоляторы.

Схематично система виброизоляции показана на рис. 1 на примере административного здания, расположенного по адресу: г. Москва, ул. Волхонка, д. 6. Данное административное здание успешно виброизолировано в г. Москве в 2006–2007 гг. с использованием описанной технологии.

Основой системы виброизоляции данного здания, а также и иных зданий, виброизолируемых по описанной ранее методике, является слоистый резинометаллический виброизолятор, представляющий собой конструктивный элемент, состоящий из чередующихся слоев резины и более тонких слоев металла [3, 4], выполняющих роль арматуры, препятствующей чрезмерным деформациям резиновых слоев (см. рис. 3).

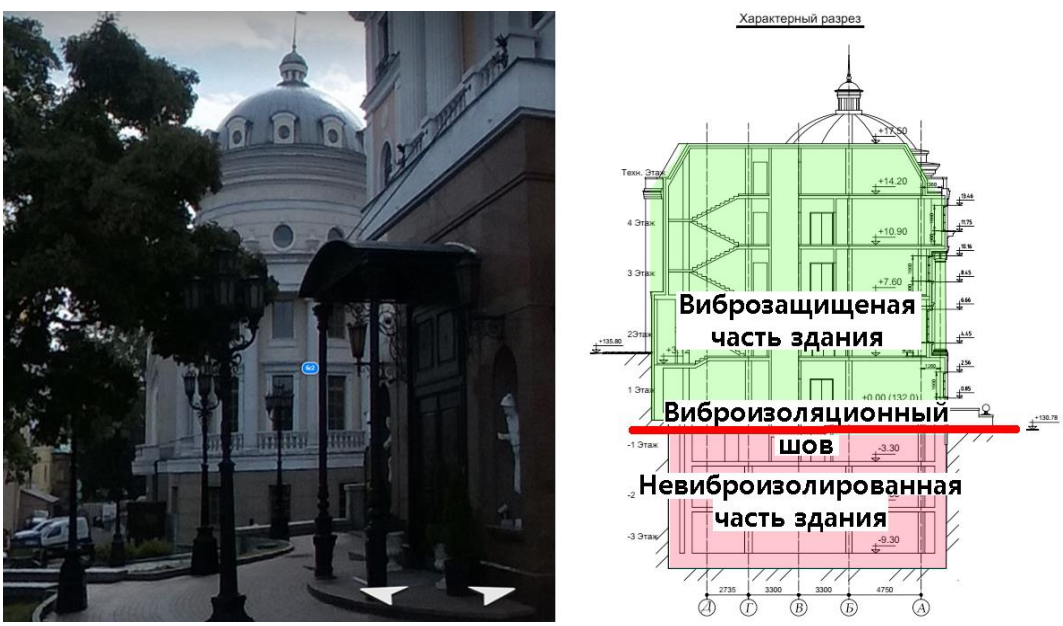


Рис. 1. Внешний вид виброизолированного здания в г. Москве и принципиальная схема виброзащиты
Figure 1. External view of the vibration-isolated building in Moscow and the principle scheme of vibration protection

Рис. 2. Конструкции ниш для установки виброизоляторов после бетонирования цокольного этажа здания и ниша с установленным в проектное положение виброизолятором
Figure 2. Construction of niches for installation of vibration isolators after concreting of the basement of the building and the niche with the vibration isolator installed in the design position

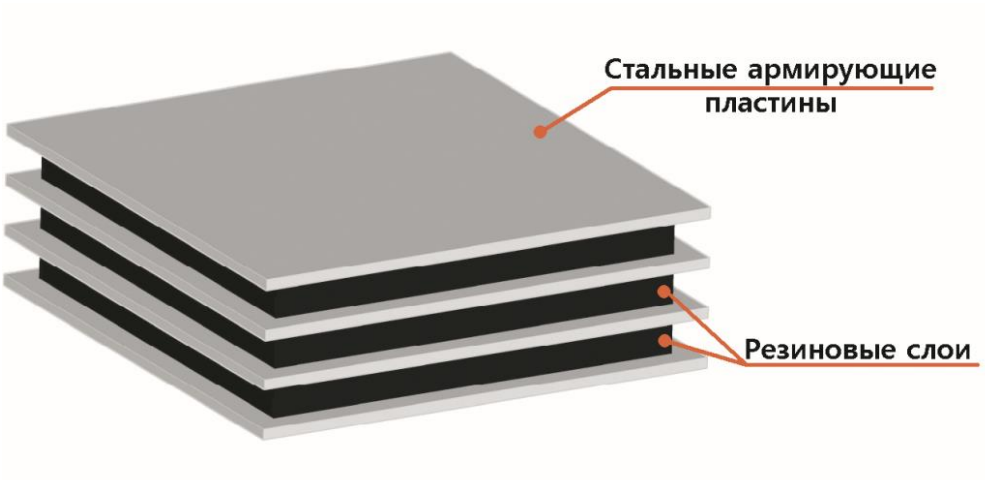


Рис. 3. Типовой резинометаллический виброизолятор с тремя резиновыми слоями
Figure 3. Typical rubber-metal vibration isolator with three rubber layers

Как показано на рис. 3, используемые в практике современного строительства виброизоляторы обладают резиновыми слоями без перфораций, что, безусловно, приводит к более компактным техническим решениям, позволяя воспринимать большие нагрузки при меньшей площади виброизолирующего элемента, но жесткостные свойства систем виброизоляторов, основанных на полнотелых (без перфораций) виброизоляторах, весьма высоки.

Для снижения общей жесткости системы виброизоляции, и, следовательно, повышения эффективности виброзащиты, предполагается возможность использования перфорированных виброизоляторов [2], в которых отверстия размещены внутри толщины резиновых и стальных слоев. С учетом практической несжимаемости резины (коэффициент Пуассона близок к 0,5) использование перфораций позволяет конструкции виброизолятора значительно сильнее деформироваться за счет более развитой боковой поверхности и перемещения части резинового слоя внутрь перфораций.

К тому же, как показала серия ранее выполненных с использованием МКЭ [5] и ВРМ расчетов, внутри резинометаллических виброизоляторов, в случае наличия сплошного резинового

слоя в центральной зоне, формируется область, где НДС близко к условиям всестороннего сжатия. Использование перфораций позволяет значительно сократить размеры данной зоны, что также может способствовать [2] увеличению эффективности работы виброизоляторов. Целью статьи является оценка ожидаемого снижения грузоподъемности виброизолятора при наличии отверстий, а также оценка влияния отверстий на эффективность виброизоляции.

МЕТОД

Описание технологии метода ВРМ

В первом приближении для оценки теоретического влияния перфораций на несущую способность резинометаллических виброизоляторов задачу расчета виброизолятора автор производит в трехмерной постановке с использованием известных соотношений теории упругости.

Как известно [6–11], использование вариационно-разностного метода (ВРМ) предполагает разбиение расчетной трехмерной области, занимаемой резиновыми слоями и армирующими стальными пластинками конечно-разностной сеткой. В известной литературе практически нет упоминаний о необходимом числе точек сетки вариационно-разностного разбиения расчетной области для тонких слоев, но, исходя из аналогичных рекомендаций по методу конечного элемента, в зоне расположения стальной армирующей пластинки должно быть не менее 2-, 3-х узлов МКЭ модели, по аналогии, примем такое же число точек и для вариационно-разностного разбиения. При выполнении расчетов использовалась аппроксимация двумя слоями сетки ВРМ в пределах стальных слоев.

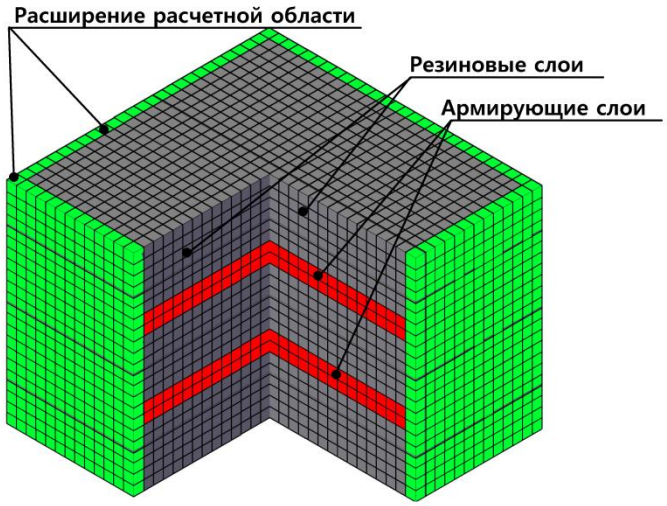


Рис. 4. Разбиение трехмерной области, занимаемой слоистым резинометаллическим виброизолятором, на конечно-разностную сетку
Figure 4. Partitioning of the three-dimensional region occupied by the layered rubber-metal vibration isolator on a finite-difference mesh

Верхняя и нижняя плоскости расчетной модели виброизолятора закреплены от горизонтальных перемещений, нижняя грань ограничена также и в вертикальных перемещениях, а верхняя грань виброизолятора испытывает осадку. С целью предотвращения влияния «законтурных точек» трехмерная область, ограниченная телом, расширена на один слой вариационно-разностной сетки с каждой из сторон (отсутствие материала моделируется путем задания модуля упругости тела приближенно равным нулю).

В основе вариационно-разностного метода лежит замена вариационного функционала на его дискретный конечно-разностный аналог. В случае решения трехмерной задачи теории упругости конечно-разностная аппроксимация функционала Лагранжа будет иметь вид [8]:

$$\Pi = \sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{M}\sum_{k=1}^{L}\left(\frac{1}{2}E_{i,j,k}\nu_{i,j,k}\left(\frac{u_{i+1,j,k}-u_{i,j,k}}{dx}+\frac{v_{i,j+1,k}-v_{i,j,k}}{dy}+\frac{w_{i,j,k+1}-w_{i,j,k}}{dz}\right)^2+\right.$$

$$+\frac{1}{2}E_{i,j,k}\left(\left(\frac{u_{i+1,j,k}-u_{i,j,k}}{dx}\right)^2+\left(\frac{v_{i,j+1,k}-v_{i,j,k}}{dy}\right)^2+\left(\frac{w_{i,j,k+1}-w_{i,j,k}}{dz}\right)^2\right)+$$

$$\frac{E_{i,j,k}}{4\left(1+\nu_{i,j,k}\right)}\left(\left(\frac{v_{i,j,k+1}-v_{i,j,k}}{dz}+\frac{w_{i,j+1,k}-w_{i,j,k}}{dy}\right)^2+\left(\frac{w_{i+1,j,k}-w_{i,j,k}}{dx}+\frac{u_{i,j,k+1}-u_{i,j,k}}{dz}\right)^2+\right.$$

$$\left.\left.+\left(\frac{u_{i,j+1,k}-u_{i,j,k}}{dy}+\frac{v_{i+1,j,k}-v_{i,j,k}}{dx}\right)^2\right)\right),$$

где:

$E_{i,j,k}, \nu_{i,j,k}$ – значение модуля упругости материала и значение коэффициента Пуассона в *i, j, k*-й точке трехмерной области;

$u_{i,j,k}$; $v_{i,j,k}$; $w_{i,j,k}$ – перемещения *i, j, k*-й точки под действием приложенных граничных условий;

dx; dy; dz – шаг по соответствующей координате (вдоль осей *OX*, *OY* и *OZ*).

Фактически развивающееся в резинометаллическом виброизоляторе напряженно-деформированное состояние соответствует условию достижения минимального значения этим функционалом, то есть для каждой *i, j,* -й точки данной трехмерной области должно выполняться равенство нулю соответствующей производной отдельных компонент конечно-разностной суммы:

$$\begin{cases}\dfrac{\partial\Pi_{i,j,k}}{\partial u_{i,j,k}}=0; & \dfrac{\partial\Pi_{i,j,k}}{\partial v_{i,j,k}}=0; & \dfrac{\partial\Pi_{i,j,k}}{\partial w_{i,j,k}}=0\end{cases},$$

где $\Pi_{i,j,k}$ – выражение для конечно-разностной аппроксимации функционала Лагранжа в *i, j, k*-й точке; $u_{i,j,k}$; $v_{i,j,k}$; $w_{i,j,k}$ – перемещения *i, j, k*-й точки под действием приложенных граничных условий.

Конечно же, в каждое из уравнений вариационно-разностного метода не входят все компоненты конечно-разностного аналога, а лишь ближайшие к точке дифференцирования. Внешний вид конечно-разностного шаблона для поиска производной от функционала Лагранжа в трехмерной области, занимаемой телом, приводится на рис. 5.

Далее данную систему уравнений возможно решать любым известным численным методом, в рамках рассматриваемой статьи рассматривается наиболее просто реализуемый на практике итерационный метод Зейделя. Общая схема метода Зейделя позволяет получать более точное значение на каждой последующей итерации с учетом уже найденных значений искомой величины в других точках расчетной области на данном шаге итерации и предыдущих итерациях. Эта особенность метода в ряде случаев позволяет достичь значительно большей скорости сходимости итерационного процесса по сравнению, например, с методом простой итерации, либо различными модификациями метода релаксации. Более подробно с вопросом численного решения больших систем уравнений можно ознакомиться в литературе [6–9].

Конечно-разностное дифференцирование функционала возможно произвести как численным способом, непосредственно вычисляя значение функционала для двух близких значений соответствующей компоненты вектора перемещений в *i, j, k*-й точке, так и с использованием предварительного аналитического дифференцирования конечно-разностного аналога функционала с использованием систем символьной математики. Использованием аналитического

дифференцирования позволяет сократить ошибки округления при реализации итерационного процесса, и, таким образом, способствует ускорению сходимости метода Зейделя.

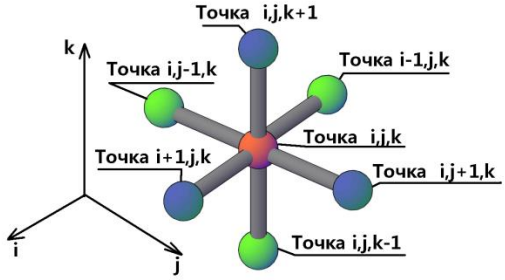


Рис. 5. Шаблон конечно-разностного дифференцирования функционала Лагранжа в трехмерной области (использована аппроксимация «вперед» для вариационно-разностного аналога), показаны связанные дифференциальной связью точки трехмерной области, занимаемой телом виброизолятора

Figure 5. Template of finite-difference differentiation of the Lagrangian functional in the three-dimensional domain (the "forward" approximation for the variational-difference analog is used), the points of the three-dimensional domain occupied by the body of the vibration isolator are shown connected by the differencial connection

Решение трехмерной задачи теории упругости осуществляется в перемещениях, далее после определения всех трех компонент перемещения *u*, *v*, *w* во всех точках рассматриваемой расчетной области, занимаемой виброизолятором, производится вычисление деформаций (на основе соотношений Коши) и далее уже на основе известных соотношений закона Гука определяются искомые напряжения. Наибольший интерес для практики представляют именно компоненты напряжения σ_{zz}, так как их интегральная сумма по всей верхней грани слоистого резинометаллического виброизолятора позволяет определить наиболее важный для практики параметр виброизолятора — его грузоподъемность, также определенную ценность представляют компоненты σ_{XX} и σ_{YY} для определения напряжений в стальных армирующих слоях.

Для решения описанной задачи была составлена программа на языке программирования Fortran, результаты работы данной программы визуализированы с использованием программ, входящих в состав среды Anaconda (язык Python). Часть программного модуля в автоматическом режиме генерирует координаты точек расположения отверстий и их габариты кратно шагу сетки вариационно-разностного метода, остальная часть программного модуля осуществляет многократное решение трехмерной задачи теории упругости с сохранением в памяти значения грузоподъемности виброизолятора в зависимости от координат центров отверстий и их радиусов.

Приняты следующие габариты виброизолятора:

- размеры виброизолятора в плане 480 × 480 мм;
- высота резиновых слоев (каждого) 40 мм;
- толщина стальных армирующих пластинок принята равной 10 мм.

Материал армирующих стальных пластинок Ст-3 (модуль упругости E = 220 ГПа, коэффициент Пуассона 0,3), упругие резиновые слои (модуль упругости E = 5,0 МПа, коэффициент Пуассона 0,492). Для моделирования перфораций применялся прием кратного (более чем в 10^6 раз) уменьшения модуля упругости материала, расположенного в пределах тех частей вариационно-разностной сетки, где размещена перфорация. Такой подход может привести к некоторому замедлению процесса сходимости итерационного метода Зейделя, однако позволяет более простым способом реализовать алгоритм решения задачи, так как позволяет рассматривать задачу на всем прямоугольнике, занимаемом виброизолятором в плане, без программного исключения отдельных элементов расчетной области. Как показали результаты расчета, такой подход не приводит к критическому снижению скорости сходимости по сравнению с виброизолятором без отверстий.

Внешний вид рассмотренных слоистых виброизоляторов представлен на рис. 6.

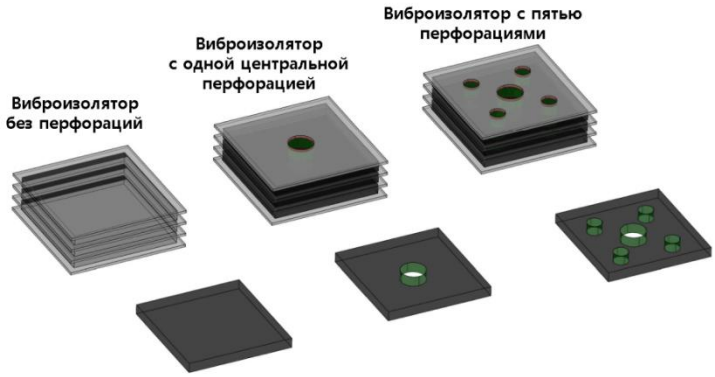


Рис. 6. Трехслойные виброизоляторы без перфораций, с одной и пятью перфорациями (радиус центрального отверстия 50 мм, а крайних отверстий — 30 мм)
Figure 6. Three-layer vibration isolators without perforations, with one and five perforations (the radius of the central hole is 50 mm and the radius of the outer holes is 30 mm)

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЯ

На рис. 7–10 приводятся компоненты перемещений внутри рассматриваемой области, занимаемой виброизолятором. Видно, что наибольшие перемещения наблюдаются в пределах резиновых слоев. Стальные армирующие слои практически не подвержены деформациям (деформации на много порядков меньше деформаций резиновых слоев).

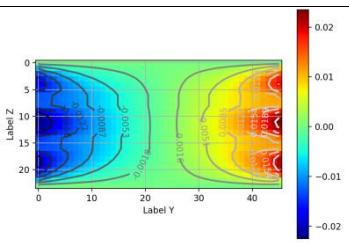
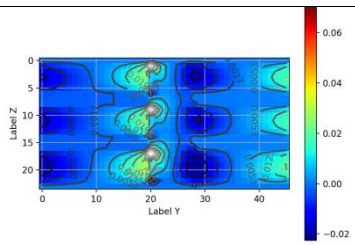
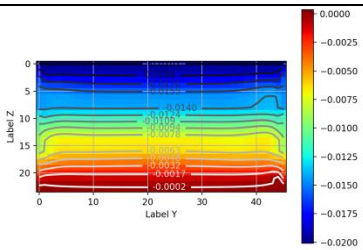
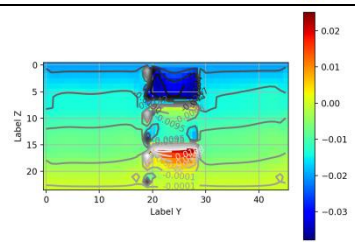
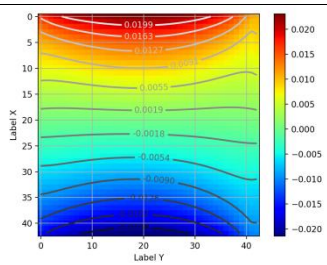
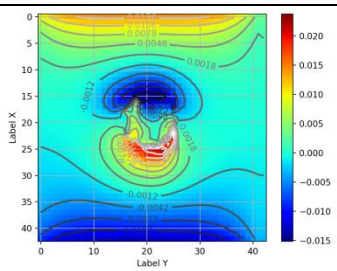
Наименование изополя	Виброизолятор без перфораций	Виброизолятор с одним отверстием в центре
Перемещение вдоль оси *X*. Плоскость сечения проходит посередине одной из сторон в плане (аналогично выглядит изополе перемещений вдоль оси *Y*)		
Перемещение вдоль оси *Z*. Плоскость сечения проходит посередине одной из сторон в плане		
Перемещение вдоль оси *X*. Плоскость сечения горизонтальна и проходит посередине изолятора		

Рис. 7. Характерные изополя перемещений, м, внутри конструкций резинометаллических виброизоляторов без перфораций и с отверстиями
Figure 7. Characteristic displacement isopoles,m, inside the structures of rubber-metal vibration isolators without perforations and with holes

Следующие изополя иллюстрируют изменение компонент тензора деформаций внутри трехслойного виброизолятора.

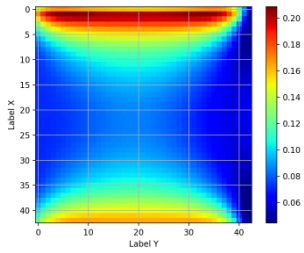
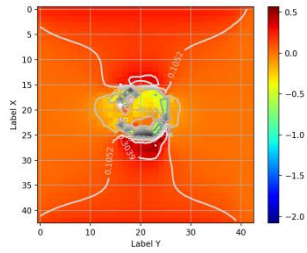
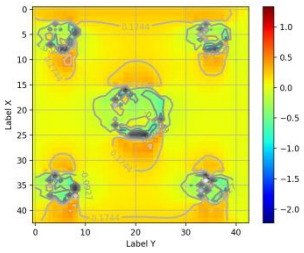
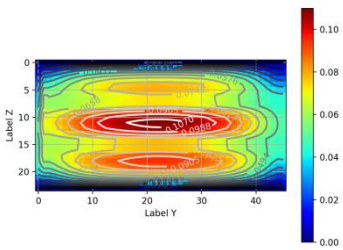
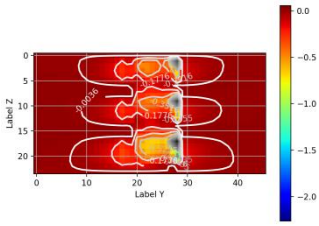
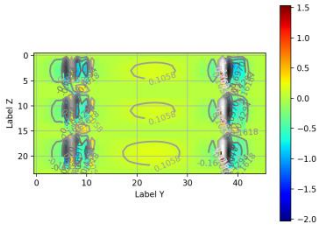
Номер п.п.	Виброизолятор без перфораций	Виброизолятор с одним отверстием	Виброизолятор с пятью отверстиями
1			
2			

Рис. 8. Характерные изополя деформаций внутри конструкций резинометаллических виброизоляторов без перфораций и с отверстиями

Figure 8. Characteristic isopoles of deformations inside the structures of rubber-metal vibro-isolators without perforations and with holes

На рис. 8 в первой строке приводятся изополя деформаций ε_{xx} для секущей плоскости параллельной горизонтальной поверхности, во второй строке напряжения приведены для сечения виброизолятора вертикальной плоскостью, проходящей через середину стороны для полнотелого изолятора и изолятора с одним отверстием и через центры крайних отверстий для виброизолятора с пятью отверстиями.

Помимо перемещений и деформаций большой интерес представляют компоненты напряжений, в частности, из полученного решения видно, что при значительных размерах перфораций в резинометаллических виброизоляторах зона всестороннего сжатия значительно уменьшается, особое влияние на ее уменьшение оказывают отверстия, расположенные ближе к краям резинового слоя.

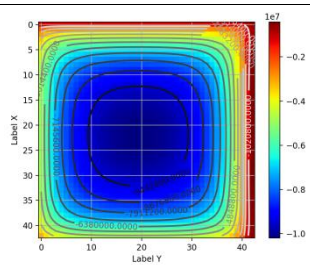
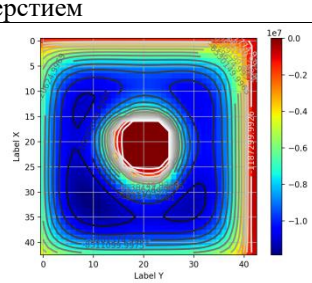
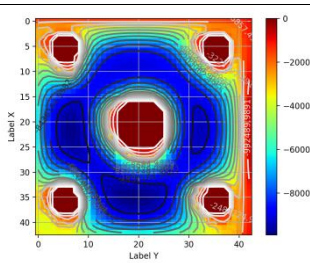
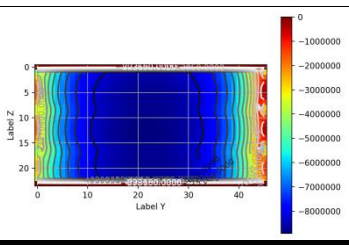
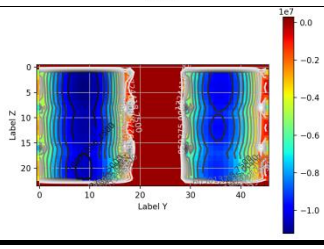
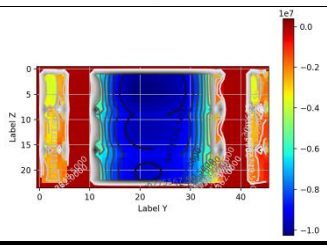
Номер п.п.	Виброизолятор без перфораций	Виброизолятор с одним отверстием	Виброизолятор с пятью отверстиями
1			
2			

Рис. 9. Уменьшение зоны всестороннего сжатия в резинометаллическом виброизоляторе

Figure 9. Reduction of all-round compression zone in rubber-metal vibration isolator

На рис. 9 прохождение секущих плоскостей принято аналогично рис. 8.

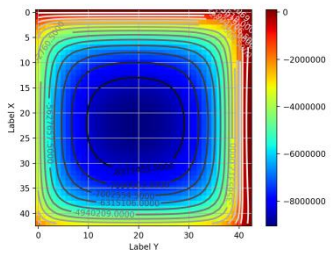
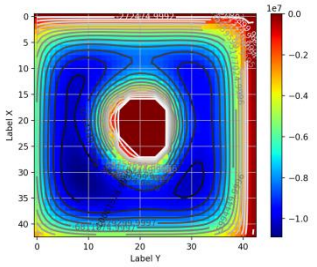
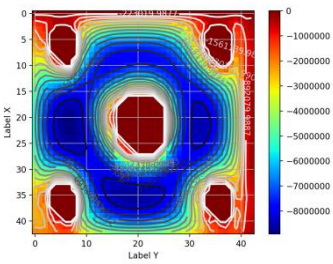
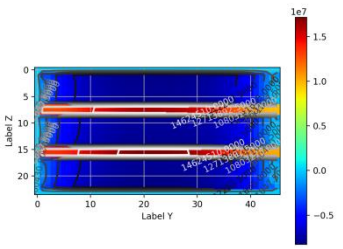
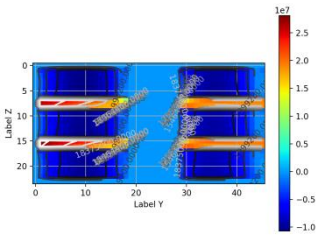
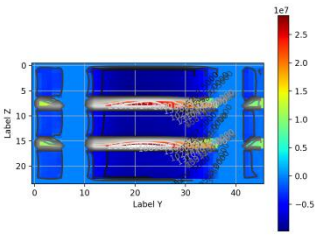
№ п.п.	Виброизолятор без перфораций	Виброизолятор с одним отверстием	Виброизолятор с пятью отверстиями
1			
2			

Рис. 10. Компоненты напряжений σ_{XX} (видны значительные концентрации напряжений в пределах стальных армирующих пластинах)
Figure 10. Stress components σ_{XX} (significant stress concentrations within the steel reinforcement plates can be seen)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате расчетов получены следующие значения грузоподъемности рассмотренных в статье виброизоляторов:

- для виброизолятора без отверстий грузоподъемность составила 128,80 тс;
- для виброизолятора с одним отверстием радиусом 50 мм в центре грузоподъемность составила 85,59 тс;
- для виброизолятора с пятью отверстиями грузоподъемность критически уменьшилась до величины 58,48 тс.

Следует отметить, что найденные грузоподъемности соответствуют одной и той же осадке виброизоляторов, равной 20,1 мм. Как известно, первая собственная частота упругого тела, подверженного осадке f_{cm}, возникающей под действием приложенного груза, равна:

$$n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{f_{cm}}},$$

где $g = 9{,}81$ м/с^2 — ускорение свободного падения, то есть является одинаковой для виброизоляторов всех трех конструктивных форм. Как показал ранее выполненный модальный анализ, произведенный дополнительно в программном комплексе, реализующем МКЭ, собственные частоты трехслойных виброизоляторов равны 4,44, 4,37 и 4,37 Гц соответственно для виброизоляторов без отверстий, с одним отверстием и с пятью отверстиями. Из этого обстоятельства следует, что само по себе наличие перфораций в пределах резиновых и армирующих слоях не приводит к существенному возрастанию виброзащитных свойств виброизоляторов, способствует лишь уменьшению их материалоемкости (при одинаковой величине осадки). Однако наличие пяти отверстий приводит уже к снижению грузоподъемности виброизолятора более

чем на 54,6 % (при той же величине осадки). Фактически для восприятия веса здания потребуется большее число виброизоляторов с перфорациями, что приведет к увеличению затрат на выполнение железобетонных конструкций для их размещения. Таким образом, возникает необходимость решения технико-экономической задачи, заключающейся в нахождении оптимального соотношения экономической целесообразности снижения стоимости самих виброизоляторов и возрастающей при этом стоимости устройства железобетонных конструкций в уровне виброизоляционного шва. Использование перфорированных виброизоляторов рекомендуется в том случае, если предельная величина осадки виброизолятора не лимитирована, в этом случае перфорации позволяют с учетом значительного снижения грузоподъемности получить высокие виброзащитные свойства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Дашевский М.А., Ковальчук О.А., Мондрус В.Л.* Влияние поездного состава метрополитена на поведение крупнопанельных зданий повышенной этажности // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений (ССБС). М., 2004. № 3.

2. *Дашевский М.А., Мондрус В.В., Моторин В.В., Сизов Д.К.* Виброзащита зданий. М. : Из-во ООО «Сам Полиграфист», 2021. 252 с.

3. *Дашевский М.А., Моторин В.В., Акимова И.В.* Формирование напряженного состояния виброизолируемого здания в процессе монтажа резинометаллических виброизоляторов // Вестник МГСУ. 2015. № 12.

4. *Мондрус В.Л., Сизов Д.К., Хуэн Л.Т.Т.* Снижение уровня сейсмического воздействия при движении грунта основания с использованием сейсмоизоляторов // Строительные материалы, оборудование, технологии XIX века. 2011. № 1 (144). С. 48–49.

5. *Шимкович Д.Г.* Расчет конструкций в MSC/Nastran for Windows. М. : ДМК Пресс, 2003. 448 с.

6. *Тыртышников Е.Е.* Методы численного анализа. М. : Издательский центр «Академия», 2006. 320 с.

7. *Бахвалов Н.С.* Численные методы. М. : Наука, 1986.

8. *Михлин С.Г.* Вариационные методы в математической физике. М. : Наука, 1970. 512 с.

9. *Амосов А.А., Дубинский Ю.А., Копченова Н.В.* Вычислительные методы для инженеров. М. : Высшая школа, 1994.

10. *Симбиркин В.Н., Панасенко Ю.В., Курнавин В.В.* Сравнительный анализ применения различных моделей демпфирования при расчете сейсмической реакции сооружений в ПК STARK ES // Железобетонные конструкции. 2023. № 2 (2). С. 58–64.

11. *Мондрус В.Л., Сизов Д.К., Квасников Т.М.* Расчет резинометаллических виброизоляторов с отверстиями в системе виброзащиты зданий с помощью программного комплекса, реализующего метод конечных элементов // Железобетонные конструкции. 2023. № 4 (4) С. 43–51.

REFERENCES

1. Dashevskiy M.A., Kovalchuk O.A., Mondrus V.L. Influence of the subway train on the behavior of large-panel buildings of increased storey. *Seismic Construction. Safety of Structures.* 2004; 3.

2. Dashevskiy M.A., Mondrus V.V., Motorin V.V., Sizov D.K. *Vibration protection of buildings*. Moscow, OOO Sam Polygraphist, 2021; 252.

3. Dashevskiy M.A., Motorin V.V., Akimova I.V. Formation of the stressed state of the vibro-isolated building in the process of installation of rubber-metal vibration isolators. *Vestnik MGSU*. 2015; 12.

4. Mondrus V.L., Sizov D.K., Huen L.T.T. Reduction of the seismic impact level at the base soil movement with the use of seismic isolators. *Building materials, equipment, technologies of the XIX century*. 2011; 1(144):48-49.

5. Shimkovich D.G. *Calculation of Structures in MSC/Nastran for Windows*. Moscow, DMK Press, 2003; 448.

6. Tyrtyshnikov E.E. *Methods of numerical analysis*. Moscow, Publishing center “Academy”, 2006; 320.

7. Bakhvalov N.P. *Numerical methods*. Moscow, Nauka, 1986.

8. Mikhlin P.G. *Variational methods in mathematical physics*. Moscow, Nauka, 1970; 512.

9. Amosov A.A., Dubinsky Y.A., Kopchenova N.V. *Computational Methods for Engineers*. Moscow, Higher School, 1994.

10. Simbirkin V.N., Panasenko Yu.V., Kurnavin V.V. Analysis of Various Damping Models in The Simulation of the Seismic Response of Structures in the STARK ES Software. *Reinforced concrete structures*. 2023; 2(2):58-64.

11. Mondrus V.L., Sizov D.K., Kvasnikov T.M. Finite Element Modelling of Rubber-Metal Vibration Isolators with Holes for the Vibration Protection System of Buildings. *Reinforced concrete structures*. 2023; 4(4):43-51.

2024. 1(5). 79–90

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)
ISSN 2949-1614 (ONLINE)
HTTPS://G-B-K.RU

УДК 624.074.4.12.35
DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.79-90

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Сборно-монолитные железобетонные большепролетные оболочки уникальных зданий из укрупненных элементов

Н.С. Раззаков[1*]

[1] *Научно-производственное объединение ООО «Пространственные конструкции, сейсмостойкость зданий и сооружений», Джамбай, Узбекистан*

* *npl-spk@list.ru*

Ключевые слова: железобетон, большепролетный, оболочка, монтаж, уникальные здания, укрупненный элемент

История статьи
Поступила в редакцию: 17.07.2023
Доработана: 30.07.2023
Принята к публикации: 08.08.2023

Для цитирования
Раззаков Н.С. Сборно-монолитные железобетонные большепролетные оболочки уникальных зданий из укрупненных элементов // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 79–90.

Аннотация. Приводятся результаты экспериментально-теоретических исследований, разработанных большепролетных сборно-монолитных железобетонных оболочек сложной геометрии, собираемых из укрупненных монтажных элементов. Исследования проводились на натурных составных оболочках пролетом 48 и 96 м, ее укрупненных элементах 3 × 18 м и 3 × 24 м, а также на модели оболочки в масштабе 1:10 и 1:4. Исследовано напряженно-деформированное состояние оболочек подобного типа при разных вариантах монтажа и раскружаливания конструкции. Даются рекомендации по рациональным методам возведения оболочек из укрупненных элементов для уникальных зданий общественного назначения.

Precast-Monolithic Reinforced Concrete Large-Span Shells of Unique Buildings from Enlarged Elements

Nurmuhammadkhon S. Razzakov[1*]

[1] *Scientific and production associations LLC "Spatial structures, seismic resistance of buildings and structures", Djambay, Uzbekistan*

* *npl-spk@list.ru*

Keywords: reinforced concrete, large-span, shell, installation, unique buildings, enlarged elements

Abstract. The stress-strain state of precast monolithic reinforced concrete shells from enlarged elements taking into account the installation conditions. The results of experimental-theoretical studies of precast monolithic reinforced concrete shells of complex geometry assembled from enlarged elements are given.

Нурмухаммадхон Сайидмахсуд угли Раззаков, доктор философии по техническим наукам (PhD), старший научный сотрудник Научно-производственного объединения ООО «Пространственные конструкции, сейсмостойкость зданий и сооружений», г Джамбай, Узбекистан, 140400, e-mail: npl-spk@list.ru.

© Раззаков С.Р., 2024

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

Article history
Received: 17.07.2023
Revised: 30.07.2023
Accepted: 08.08.2023

For citation
Razzakov N.S. Precast-Monolithic Reinforced Concrete Large-Span Shells of Unique Buildings from Enlarged Elements. *Reinforced Concrete Structures.* 2024; 1(5):79-90.

The studies were carried out on full-scale composite shells 48 × 48 m and diameter 96m, its enlarged elements 3 × 18 m and 3 × 24 m as well as on the shell model on a scale of 1:10 and 1:4. The stress-strain state of shells of a similar type was studied with different mounting and splitting designs. Recommendations are given on rational methods for the construction of shells from enlarged elements for public buildings.

ВВЕДЕНИЕ

Развитие конструктивных решений большепролетных уникальных зданий с применением сборно-монолитных железобетонных оболочек сложной геометрии связано с задачами совершенствования методов их монтажа и раскружаливания (рис. 1). Монтаж этих оболочек может осуществляться с применением сплошных лесов и кондукторов или предварительно укрупненных монтажных секций арочного типа, навесным способом [1, 2]. В настоящее время получает развитие монтаж оболочек вторым способом [2, 3].

Для пологих оболочек оптимальным методом монтажа является применение укрупненных монтажных элементов длиной до 24 м [3, 5, 6]. В этом случае каждый укрупненный сборный элемент представляет конструкцию сводчатого типа с временной монтажной затяжкой [4, 7, 8].

Целью настоящего исследования является разработка эффективных конструктивных решений большепролетных уникальных зданий комбинацией методов монтажа оболочек с помощью сплошных лесов с разреженными опорами с методами укрупнения монтажных элементов, исследование напряженно-деформированного состояния, разработка методик расчета и рациональных способов возведения оболочек покрытий.

Задачи исследования: изучение изменения напряженно-деформированного состояния балочных и оболочечных систем в стадиях возведения возможности применения укрупненного этого метода монтажа для составных и сопряженных оболочек уникальных зданий с квадратным или произвольным планом (рис. 1).

Для решения данной задачи проведены исследования напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных составных оболочек в стадиях монтажа, раскружаливания и перехода в стадию эксплуатации. Выполнен анализ результатов испытаний составных оболочек с боковыми элементами отрицательной и положительной кривизны размерами 4,8 × 4,8 м и 12 × 12 м; секториальных оболочек размером 4,8 × 4,8 м; отдельно стоящих и сопряженных куполов диаметром 3,6 и 6 м [5, 7, 8].

МЕТОДИКА ФИЗИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РАБОТЫ В МОНТАЖНОЙ СТАДИИ

Для разработки рационального способа монтажа составных оболочек моделирование монтажного состояния производилось на сборно-монтажных составных оболочках пролетом 48,96 м и моделях масштабом М 1:10 и М 1:4. Оболочки возведены комбинированным методом монтажа с применением сборных укрупненных монтажных блоков 3 × 18 м, 0,75 × 0,85 м и 0,3 × 0,8 м, соответствующих масштабу моделирования М 1:1, М1:4 и М1:10.

Изучались последовательности монтажа, их влияние на изменение работы всего покрытия. Статическая работа оболочки в стадии монтажа и эксплуатации анализировалась в трех типах соединений центральных и боковых оболочек: соединение отдельно стоящих центральных и боковых оболочек только с общей диафрагмой; соединение с помощью дискретных связей; монолитное, с замоноличиванием стыков между оболочками вдоль всей линии сопряжения над центральной диафрагмой.

Nurmuhammadkhon Saidmahsud o'gli Razzakov, Senior Research Fellow, PhD, Scientific and production associations LLC "Spatial structures, seismic resistance of buildings and structures", Djambay, 140400, Republic of Uzbekistan, e-mail: npl-spk@list.ru.

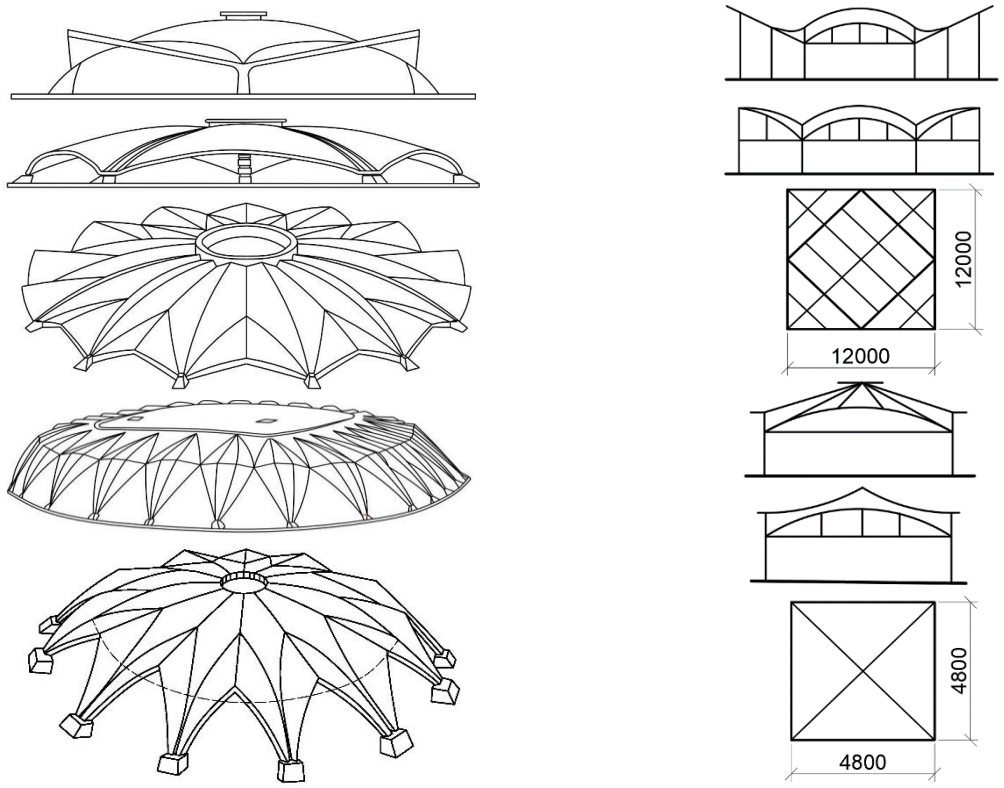


Рис. 1. Конструктивные схемы большепролетных составных оболочек уникальных зданий, исследованных в монтажной стадии

Figure 1. Structural schemes of long-span composite shells of unique buildings studied at the installation stage

На моделях отдельно стоящих центральных и боковых оболочек, загруженных равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса, равной 1,7 кН/м^2, в области линейной работы определялось напряженно-деформированное состояние покрытия. После чего методами моделирования изучались два основных способа раскружаливания.

В первом способе раскружаливания сначала опускались монтажные балки и опоры (стойки). Затем снимались усилия в монтажных затяжках. Во втором — сначала снимались монтажные затяжки, затем опускались монтажные балки и опоры. Варианты раскружаливания повторялись по три раза.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ В ПРОЦЕССЕ МОНТАЖА И ДЕМОНТАЖА ОБОЛОЧКИ

Анализ проведенных исследований, опыт проектирования и строительство зданий и сооружений свидетельствуют о том, что дальнейшее развитие конструкций оболочек в значительной степени связано с задачей совершенствования их методов монтажа.

По методам монтажа сборные оболочки можно разделить на две группы:

- оболочки, монтируемые с помощью лесов или кондукторов;
- оболочки, монтируемые с использованием укрупненных элементов или навесным способом.

Большинство ранее построенных конструкций можно отнести к оболочкам первой группы. Первоначально такие оболочки монтировались на ригельно-стоечных лесах, затем на жестких кондукторах. Однако это приводило к значительным трудозатратам при монтаже и металлоемкости оснастки.

Исследования, проведенные в ЦНИИПромзданий, ЦНИИСМТП, ПИ-1 НИИЖБ, МНИИТЭП (г. Москва, Россия), ПКСЗИС (г. Жамбай, Самарканд) [1–7] показали, что для оболочек

пролетом до 24 м оптимальным является метод монтажа без лесов, с применением крупноразмерных самонесущих монтажных элементов, собираемых методом предварительной укрупнительной сборки нескольких панелей размерами 3 × 6 м на площадке строительства. При таком методе сборки покрытия укрупненные элементы устанавливаются непосредственно на диафрагмы оболочки. После замоноличивания швов временные затяжки демонтируются. Преимущество этого метода монтажа заключается в отсутствии временных опор и дальнейшем снижении трудоемкости монтажных работ.

Весьма актуальной является задача изыскания рациональных конструкций оболочек большего пролета (36 м и более) для уникальных зданий на основе оптимальной технологий их возведения с использованием предварительной укрупнительной сборки элементов.

В настоящее время механика оболочек достигла такого уровня математизации, что расчет пространственных конструкций стал привилегией отдельных высококвалифицированных специалистов. Отдавая должное точным методам расчета оболочек с помощью компьютерной технологии, следует отметить особую ответственность и высокую трудоемкость составления и отладки программы для каждого типа оболочек. Важное значение при этом приобретают практические способы расчета пространственных систем, обоснованных экспериментальным методом моделирования, для оценки различных стадий напряженно деформированного состояния [1–3, 7–11].

Разработка новых конструкций и решение теоретических вопросов без использования моделирования невозможны, а испытания моделей позволяют сэкономить затрачиваемые денежные средства [12, 16].

Оценка прочности, устойчивости, жесткости, трещиностойкости и безопасности различных типов оболочек покрытий в стадии монтажа представляет собой малоизученную область. Поэтому применялись экспериментальные исследования, проведенные на крупных моделях с масштабом М 1:4 и М 1:10 с последующим применением в натурных объектах (рис. 1) На этих конструкциях решались конкретные задачи, а именно проектирование оболочек, работающих в стадии монтажа и при эксплуатационных воздействиях, и разработка рекомендаций для широкого внедрения этих конструкций покрытий в строительство.

Автором статьи был развит и обобщен опыт натурного применения в области исследований железобетонных пространственных конструкций на моделях [1–3, 10–16].

На рис. 2 представлена конструкция, предложенная автором опытной оболочки, очерченной по круговой поверхности радиусом 124,8 м и имеющей размеры 96 × 96 м. Системой меридиональных и кольцевых сечений оболочка разрезана на цилиндрические ребристые панели. Контур оболочки решен в виде полигонального пояса из сборных железобетонных ригелей длиной 11,5 м сечением 500 × 1800 мм, опирающихся на колонны сечением ∅462 мм с шагом 6 м.

Монтаж оболочки осуществляется по предложению автора комбинаций сплошных лесов методом предварительной укрупнительной сборки панелей в самонесущие монтажные элементы с применением линии монтажных балок и опор, расположенных посередине конструкции.

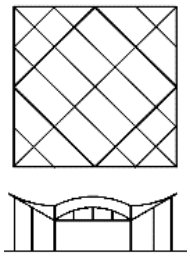
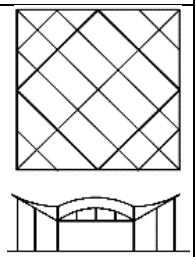
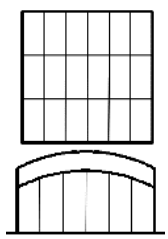
Средняя зона оболочки, расположенная между монтажными балками жесткости сеткой 18 × 18 м, собирается из укрупненных монтажных элементов. Крайние зоны сеткой шириной по 12 м собираются также из укрупненных монтажных элементов.

Укрупненный элемент оболочки (рис. 2) собирается из трех панелей (П-1, П-2 и П-3) и имеет размеры 3 × 18 м. Продольные ребра панелей соединяются между собой накладками без замоноличивания стыка между панелями. Снизу панелей расположена инвентарная затяжка шпренгельного типа.

Автором затяжки является А.В. Шапиро (Санкт-Петербург, ПИ-1), и в нее внесли отдельные конструктивные усовершенствования В.Ф. Шабля (МНИИТЭП, Москва) и Д.М. Ботиров (ПКЗИС, Жамбай, Самарканд) [5, 7, 11, 20].

Таблица
Table

Характеристика исследуемых типов оболочек и моделей
(Characterization of the investigated shell types and models)

Исследуемые оболочки, маркировка элементов (Studied shells, labeling of elements)	Эскиз (Sketch)	Масштаб, м (Scale, m)	Назначение (Purpose)
Составные ребристые, с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны М-1 (Composite ribbed, with side elements of negative Gaussian curvature M-1)		М 1:10 4,8 × 4,8 (М 1:10 4.8 × 4.8)	Изучение напряженно-деформированного состояния при монтажных загружениях. Оценка прочности, устойчивости жесткости трещиностойкости и безопасности при различных сочетаниях монтажной нагрузки; выявление рациональных способов монтажа и демонтажа (Study of stressed and deformed state under assembly loading. Estimation of strength, stability, rigidity, crack resistance and safety at different combinations of mounting load; identification of rational methods of mounting and dismantling)
Составные ребристые с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны М-2 (Composite ribbed with side elements of negative Gauss curvature M-2)		М 1:4 12 × 12 (М 1:4 12 × 12)	Изучение напряженно-деформированного состояния при монтажных и эксплуатационных воздействиях (Study of stress-strain state under installation and operational impacts)
Пологие ребристые оболочки положительной гауссовой кривизны с квадратным планом (Hollow ribbed shells of positive Gaussian curvature with a square plan)		96 × 96 (96 × 96)	Изучение напряженно-деформированного состояния при различных уровнях и сочетаниях монтажной нагрузки. Выявление рациональных способов монтажа и демонтажа оболочки (Study of stressed-deformed state at different levels and combinations of mounting load. Identification of rational methods of mounting and dismantling of the shell)

Сборка элемента производится на стенде. Исследование монтажного состояния пологих ребристых оболочек (рис. 2, табл.) осуществлялось с применением комбинированного метода укрупненной сборки, предложенного автором.

Монтажные стадии включали два основных этапа.

1. Оболочка полностью собрана, укрупненные элементы 3 × 18 м опираются на перекрестные постоянно остающиеся после монтажа балки жесткости сеткой 18 × 18 м и монтажные стойки, установленные на пересечении опоры пролетом 18 м. Швы между панелями не замоноличены. Укрупненный элемент является самонесущей конструкцией. После замоноличивания швов между панелями и твердения бетона напряженно-деформированное состояние не меняется, но покрытие трансформируется в единую пространственную систему, в которой все последующие усилия будут восприниматься как в оболочке.

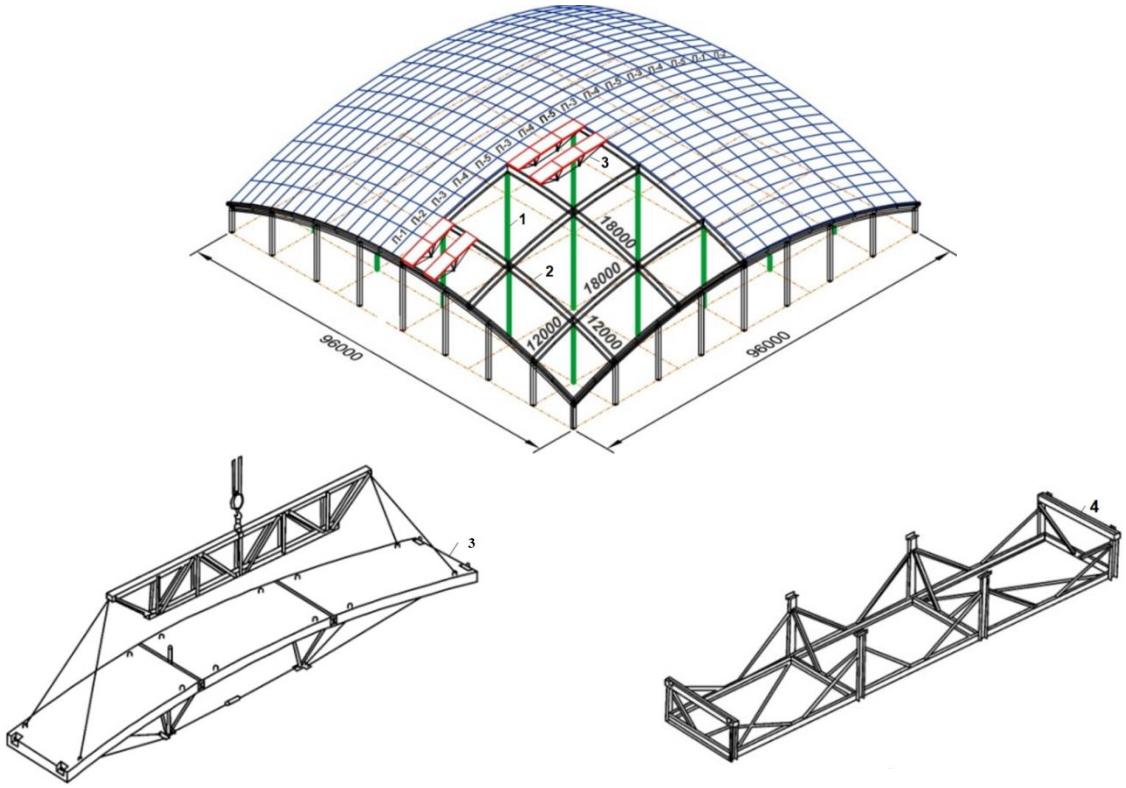


Рис. 2. Монтажные стадии опытные большепролетные уникальные здания с укрупненной монтажной секцией: 1 — монтажные стойки; 2 — перекрестные балки жесткости; 3 — монтажная секция; 4 —- стенд для укрупненной сборки

Figure 2. Assembly stages of experimental large-span unique buildings with an enlarged assembly section: 1 — mounting racks; 2 — cross stiffening beams; 3 — assembly section; 4 — stand for enlarged assembly

2. При раскружаливании оболочки, т.е. при освобождении конструкции от монтажных стоек и временных затяжек, изменяется напряженно-деформированное состояние покрытия вследствие удаления временных связей и опор. Удаление временных связей можно представить приложением усилий, равных реакциям снятых опор, направленных в противоположную сторону. В отличие от этого раскружаливание оболочки на сплошных лесах соответствует приложению нагрузок, распределенных равномерно по всей площади покрытия.

Испытания модели укрупненного монтажного элемента М-1 масштабом 1:10 размерами 0,3 × 1,8 м, М-2 масштабом 1:4 размерами 0,75 × 8,5 м и натурной конструкции масштабом 1:1, размерами 3 × 18 м показали достаточную несущую способность, жесткость и трещиностойкость [7, 16–18].

Статическая работа оболочки в стадии монтажа, раскружаливания, перехода в эксплуатационное состояние анализировалась в двух типах геометрических форм оболочек (рис. 3), в которых итоговые величины перемещений и напряженное состояние в его элементах были наиболее благоприятными. Для этого проводилось два этапа экспериментальных исследований.

На первом этапе экспериментальных исследований в отдельно стоящих центральных и не связанных между собой боковых оболочках отрицательной гауссовой кривизны, загруженных равномерно распределенной нагрузкой, от собственного веса равной 1,7 кН/м^2, определялось напряженно-деформированное состояние всего покрытия. После чего изучались два основных способа раскружаливания. В первом способе сначала опускались монтажные стойки и балки, затем снимались усилия в монтажных затяжках, во втором — сначала снимались монтажные затяжки, затем опускались монтажные стойки и балки. Варианты раскружаливания состояли из семи последовательных циклов.

При этом анализировалось напряженно-деформированное состояние на каждом этапе исследования.

В первом способе раскружаливания при опускании монтажных балок первоначальные усилия в затяжках центральных и боковых оболочек уменьшались на 21–34 %, которые значительно облегчают демонтаж затяжек. При этом наблюдался более благоприятный характер напряженного состояния в ребрах панелей оболочек.

При опускании монтажных стоек и балок наибольший прогиб в центральной оболочке составлял 2,9 мм, или 1/1155 пролета, в боковой оболочке — 1,9 мм, или 1/1786 пролета. Дальнейшее снятие усилий в монтажных затяжках привело к увеличению начальных прогибов центральной и боковой оболочек соответственно в 1,2 и 1,15 раза.

Таким образом предложено, что для выполнения раскружаливания оболочек необходимо первоначально отпустить монтажные стойки и балки, после чего необходимо снять усилия в затяжках. Аналогичные результаты исследования получены для составных оболочек пролетом 12 м.

На втором этапе экспериментальных исследований определялось напряженно-деформированное состояние центральных и четырех боковых оболочек отрицательных гауссовой кривизны, монолитно связанных между собой и установленных на общие четыре арочные диафрагмы (рис. 3). Нагрузка была аналогичной 1,7 кН/м^2.

Сравнительный анализ исследований по двум вариантам раскружаливания, осуществленных первоначально в центральной, затем в боковых оболочках составных оболочек, показал, что при использовании первого варианта раскружаливания прогибы для середины пролета оболочки и диафрагмы были меньше соответственно в 1,65 и 1,4 раза. Аналогичное явление наблюдалось для горизонтальных перемещений оболочки, которые уменьшились в 1,15-1,27 раза для различных сторон контурных конструкций боковых элементов оболочек.

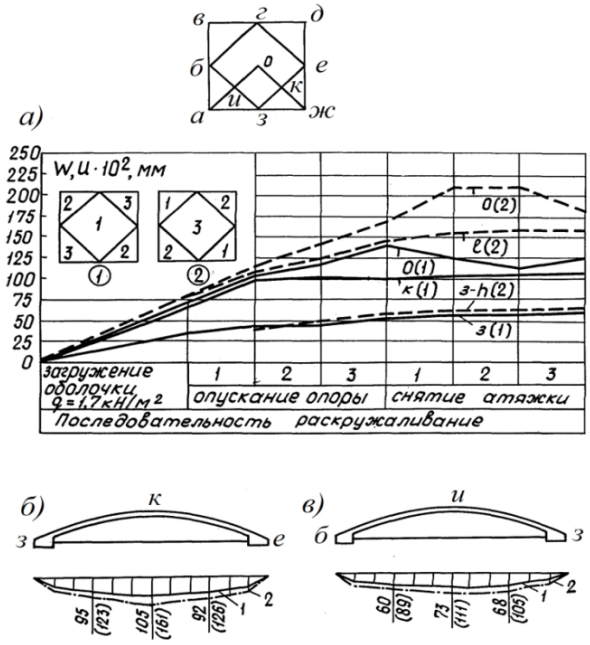


Рис. 3. Изменение прогибов монолитно соединенной составной оболочки 4,8 × 4,8 м в монтажной и демонтажной стадии: *a* — изменение перемещений в процессе загружения монтажной нагрузкой и раскружаливания оболочки; *b*, *c* — прогибы средних диафрагм вдоль линии монтажных затяжек и балок; 1, 2 (в скобках) — варианты раскружаливания

Figure 3. Change in deflections of a monolithically connected composite shell 4.8 × 4.8 m in the assembly and disassembly stages: *a* — change in displacements in the process of loading with the mounting load and shell circling; *b*, *c* — deflections of the middle diaphragms along the line of mounting puffs and beams; 1, 2 (in parentheses) — rounding options

Наименьшее значение продольных усилий и изгибающих моментов получено по первому варианту раскружаливания, создающего благоприятный характер напряженного состояния оболочки, что свидетельствует о целесообразности его применения.

В процессе *первого способа* раскружаливания оболочки осадка всех стоек производилась одновременно этапами по 5 мм. Отрыв монтажной оснастки от покрытия произошел сначала у краев монтажных балок при осадке стоек на 4 мм, затем в средней зоне оболочки при осадке стоек на 15 мм. Отделение всей монтажной оснастки от оболочки произошло при осадке стоек на 20 мм. Это явление объясняется упругим уменьшением прогиба средней контурной арки при снятии с нее нагрузки.

Первоначальные усилия в затяжках центральных и боковых оболочек при опускании монтажных балок уменьшались на 35–20 %. Это позволило значительно облегчить демонтаж затяжек. При этом наблюдался более благоприятный характер напряженного состояния в ребрах панелей оболочек. На рис. 4 приведены эпюры прогибов оболочки из отдельных элементов в процессе опускания монтажных балок, снятия усилий в затяжках и применения в монтажных затяжках предварительного натяжения.

При опускании монтажных балок наибольший прогиб в центральной оболочке составлял 2,85 мм, или 1/1174 пролета, в боковой оболочке — 2,2 мм, или 1/1542 пролета. Дальнейшее снятие усилий в монтажных затяжках привело к увеличению прогибов центральной и боковой оболочек соответственно в 1,2 и 1,15 раза.

Для снижения прогиба оболочки от эксплуатационных нагрузок до раскружаливания производилось натяжение монтажных затяжек с контролированием усилий и выгиба оболочки. Это привело к снижению максимальных прогибов центральной и боковой оболочки в 1,4 и 1,23 раза. С увеличением усилия от натяжения в затяжках прогибы оболочек уменьшались до 2 раз. Следует также отметить, что при снятии затяжек горизонтальные перемещения в контурных ригелях боковых оболочек увеличивались до 15 %.

При *втором способе* раскружаливания оболочки покрытия производилось снятие усилий в 24 затяжках центральной оболочки и в 28 затяжках в четырех боковых оболочках. Снятие усилий производилось последовательно, как и в первом способе, после чего опускались монтажные балки, что привело к незначительному изменению напряженно-деформированного состояния оболочки. Эпюры прогибов и усилий имели более плавный характер (рис. 4).

Максимальные значения прогиба для центральных и боковых оболочек составили соответственно 0,45 и 0,43 мм.

Опускание монтажных балок привело к увеличению прогибов в 9,14 и 6,8 раза, что составляло 3,93 и 2,92 мм. Эпюры усилий и прогибов в этом случае носят неравномерный характер. Пиковые значения эпюр соответствовали местам примыкания монтажных балок и затяжек. Сравнение прогибов оболочки при двух способах раскружаливания показало, что применение второго способа привело к увеличению прогибов центральных и боковых оболочек соответственно в 1,35 и 1,3 раза. Это подтверждает целесообразность применения первого способа раскружаливания. Анализ исследований по двум вариантам раскружаливания составных оболочек показал, что при использовании первого варианта раскружаливания прогибы для середины пролета оболочки и диафрагмы уменьшались соответственно в 1,7 и 1,5 раза.

Аналогичное явление наблюдалось для горизонтальных перемещений оболочки, которые уменьшились в 1,14–1,3 раза для различных сторон контурных конструкций боковых элементов оболочек. Наименьшее значение продольных усилий и изгибающих моментов получено по первому варианту раскружаливания, создающего благоприятный характер напряженного состояния оболочки, что свидетельствует о целесообразности его применения.

Таким образом, в стадии монтажа в двух средних диафрагмах возникали усилия от собственной массы арочных укрупненных элементов, а после замоноличивания стыков в процессе раскружаливания в этих диафрагмах усилия оставались без значительных изменений.

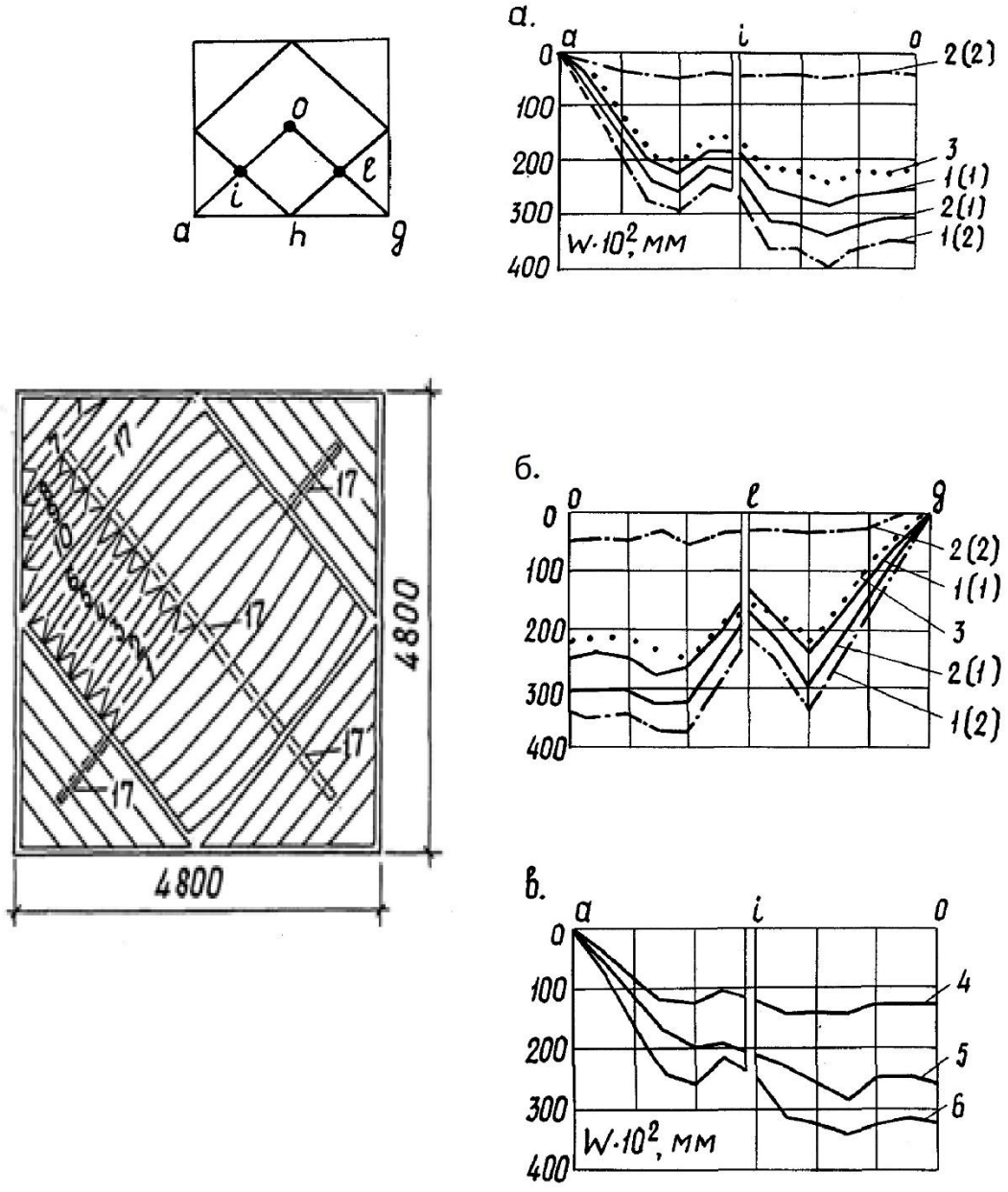


Рис. 4. Схема расстановки монтажных затяжек и балок, последовательности их снятия (1–16, 17). Прогибы составной оболочки: *a* — 4,8 × 4,8 м при загружении нагрузкой 1,7 кН/м^2; *b*, *c* — вдоль линии затяжек и монтажных балок; *d* — для различных типов соединений центральных и боковых оболочек; 1 — при опускании монтажных балок; 2 — при снятии затяжек; (1), (2) — варианты раскружаливания; 3 — при натяжении монтажной затяжки; 4 — для монолитных соединений; 5 — с дискретными связями; 6 — для отдельностоящих оболочек

Figure 4. Scheme of arrangement of mounting ties and beams, the sequence of their removal (1–16, 17) and mounting beams; *d* — for various types of connections of the central and side shells; 1 — when lowering the mounting beams; 2 — when removing puffs; (1), (2) — means options for spinning; 3 — when tensioning the mounting tightening; 4 — for monolithic connections; 5 — with discrete connections; 6 — for free-standing shells

В двух остальных диафрагмах возникли усилия от распора затяжек укрупненных арочных элементов. Перераспределение усилий в диафрагмах происходило в основном в процессе раскружаливания оболочки. Результаты исследований сравнивались с данными расчета по специ-

ально разработанной программе. Сопоставление прогибов и усилий показало, что максимальные расчетные величины отличаются от эксперимента в 2 раза. Это объясняется тем, что в стадии монтажа в расчетах оболочки не учитывалась податливость контурных диафрагм и монтажное состояние. Таким образом, оценка напряженно-деформированного состояния пространственных систем только в стадии эксплуатации, без учета условий монтажа, дает заниженные результаты. Было выполнено численное исследование с проверкой возможности применения результатов этих исследований для оценки работы оболочек различных геометрических форм. Для уникальных большепролетных зданий с пролётами 48–96 м оно показало целесообразность данной методики для широкого применения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основе проведенных исследований разработанных конструктивных решений большепролетных оболочек уникальных зданий из унифицированных монтажных элементов можно сделать следующие выводы:

1. Рациональным типом покрытий общественных уникальных зданий являются сборно-монолитные железобетонные оболочки положительной гауссовой кривизны, очерненные по круговой поверхности, состоящие из унифицированных цилиндрических панелей размерами 3 × 6 м.

Монтаж таких оболочек рекомендуется осуществлять комбинацией методов сплошных лесов с методом предварительной укрупнительной сборки панелей в сводчатые монтажные элементы с временными затяжками пролетов 18 м, которые устанавливаются на контур оболочки и несколько линий постоянно остающихся балок жесткостей и монтажных опор.

При этом уменьшаются трудозатраты монтажа на 26 % по сравнению с оболочками, собираемыми на сборочных кондукторах. Вес комплекта монтажной оснастки для разработанной оболочки 96 × 96 м снижается в 2,4 раза по сравнению со сборочным кондуктором оболочки 36 × 36 м.

2. На основе современных методов моделирования разработана методика исследования, модели новых эффективных конструктивных решений сборно-монолитных оболочек масштабом М1:10, 1:4, 1:1, исследованы их напряженно-деформированные состояния в стадиях монтажа и демонтажа с учетом изменяющихся расчетных параметров с обеспечением высокой точности и надежности, особенно, при оценке их прочности, жесткости, устойчивости и безопасности.

3. Экспериментальные исследования, выполненные на масштабных моделях, позволили проанализировать различные варианты монтажа и выявить рациональный способ раскружаливания оболочки. Установлено, что необходимо сначала опустить монтажные стойки, затем снять усилия во временных затяжках. При этой последовательности раскружаливания ребра панелей работают в более благоприятных условиях; опускание стоек приводит к снижению усилий в затяжках в среднем на 27,5 %, что облегчает их демонтаж.

4. Для составных и сопряженных оболочек установлено, что рациональным является последовательность раскружаливания, при которой раскружаливание выполняется сначала для центральных оболочек, после чего сопряженных с ними боковых оболочек. При этой последовательности раскружаливания для середины пролета центральных оболочек и арочных диафрагм прогибы уменьшались соответственно в 1,65 и 1,5 раза, составили 1,25 и 1,06 мм.

Аналогичное явление наблюдалось для горизонтальных перемещений оболочки, которые уменьшались в 1,16–1,28 раза или составили 0,6–0,65 мм, что значительно облегчает демонтаж сложных составных геометрических форм оболочек.

В заключение следует отметить, что применение исследованных рациональных вариантов монтажа и раскружаливания позволяет внедрить эффективные оболочки покрытий в уникальных большепролетных зданиях с различной геометрической формой плана с регулированием минимальных усилий при переходе в эксплуатационную стадию.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Еремеев П.Г.* Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений. М. : Издательство АСВ, 2009. 336 с.

2. *Раззаков С.Р.* Составные железобетонные оболочки покрытий зданий в условиях длительной эксплуатации и сейсмических воздействий. Ташкент : Издательство Академии наук Республики Узбекистан «Фан», 2004. 380 с.

3. *Шугаев В.В.* Инженерные методы в нелинейной теории предельного равновесия оболочек. М. : Готика, 2001. 368 с.

4. *Razzakov S.R.* Composite reinforced concrete lightened shell coverings for seismic regions. IASS-98. June 22.26.1998. Vol. II. Pp. 664–671.

5. *Духовычный Ю.А., Жуковский Э.З. и др.* Современные пространственные конструкции. М. : Высшая школа, 1991. 543 с.

6. *Колчунов В.И., Аыдросова Н.Б., Клюева Н.В., Бухтиярова А.С.* Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М. : Издательство АСВ, 2014. 208 с.

7. *Раззоков Н.С.* Железобетонные оболочки покрытий уникальных большепролетных зданий в стадии возведения. Ташкент : Издательство «Фан» Академии наук Республика Узбекистан, 2022. 212 с.

8. *Тамаразян А.Г., Есаян С.Г.* Механика ползучести бетона : монография. М., 2012. 24 с.

9. *Городецкий А.С.* Компьютерные модели конструкций. Киев : Факт, 2005. 344 с.

10. *Кабанцев О.В.* Расчет несущих конструкций зданий с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели // Промышленное и гражданское строительство, 2012. № 7. С. 33–35.

11. *Колчунов В.И., Пятикрестовский К.П., Клюева Н.В.* Пространственные конструкции покрытий. М. : Издательство АСВ, 2008. 352 с.

12. *Meyer C.* Nenlenear analyals of R/C structures in practice. Prec. ASCE, J., Stract., Divis, 1992. Vol. 106. Pp. 1605–1622.

13. E 7-02. “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures 2002 edition”. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2002.

14. *Олейник П.П., Бродский В.И.* Методы возведения железобетонных куполов. М. : Издательство АСВ, 2016. 232 с.

15. *Перельмутер А.В., Кабанецев О.В.* Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой. М. : Издательство АСВ, 2015. 148 с.

16. *Razzokov N S.* International Science and Modeling the Construction Stages of Large Span Spatial Unique Buildings of Complex Geometry/Modeling and methods of structural analysis. JOP Conf. Series: Journal of Physics: Conf: Series. 2020. Vol. 1425. P. 012100. DOI: 10.1088/1742-6596/1425/1/012100

17. C 4-023-03 “Unified Faclities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse” Departament of Defense USA, 2005.

18. *Sayfiddinov S., Akhmadiyorov U.S., Razzokov N.S., P.S. Akhmedov*.Optimization of modeling while increasing energy efficiency of building structures of public buildings // ISJ Theoretical & Applied Science. 2020. Vol. 06 (86). Pp. 16–19.

19. *Шугаев В.В., Соколов Б.С., Пахсин Д.В.* Экспериментально-теоретические исследования сводчатого покрытия из панелей КЖС // Строительная механика и расчет сооружений. 2007. № 5. С. 67–73.

20. *Канчели Н.В.* Строительные пространственные конструкции. М. : Издательство АСВ, 2008. 124 с.

REFERENCES

1. Eremeev P.G. *Modern steel structures of large-span coatings of unique buildings and structures*. Moscow, ASV Publishing House, 2009; 336. (rus.).

2. Razzakov S.R. *Composite reinforced concrete shells of building coverings under conditions of long-term operation and seismic effects*. Tashkent, Publishing House of the Academy of Sciences of the Republic of Uzbekistan “Fan”, 2004; 380. (rus.).

3. Shugaev V.V. *Engineering methods into non-linear theory of limit equilibrium of shells*. Moscow, Publishing house Gothic, 2001; 368. (rus.).

5. Dukhovychny Yu.A., Zhukovsky E.Z. et al. *Modern spatial constructions*. Moscow, Publishing houses Graduate School, 1991; 543. (rus.).

6. Kolchunov V.I., Aydrosova N.B., Klyueva N.V., Bukhtiyarova A.S. *Vitality of buildings and structures under off-design impacts*. Moscow, ASV Publishing House, 2014; 208. (rus.).

7. Razzokov N.S. *Reinforced concrete shells of unique large-span buildings under construction*. Tashkent, Publishing house "Fan" Academy of Sciences of the Republic of Uzbekistan, 2022; 212. (rus.).

8. Tamarazyan A.G., Yesayan S.G. *Mechanics of concrete creep : monograph*. Moscow, 2012; 24. (rus.).

9. Gorodetsky A.S. *Computer models of structures*. Kyiv, Fact publishing house, 2005; 344. (rus.).

10. Kabantsev O.V. Calculation of load-bearing structures of buildings, taking into account the history of construction and a phased change in the main parameters of the calculation model. *Industrial and civil construction.* 2012; 7:33-35. (rus.).

11. Kolchunov V.I., Pyatikrestovsky K.P., Klyueva N.V. *Spatial constructions of coatings*. Moscow, ASV publishing house, 2008; 352. (rus.).

12. Meyer C. *Nenlenear analyals of R/C structures in practice*. Prec. ASCE, J., Stract., Divis. 1992; 106:1605-1622.

13. E 7-02. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures 2002 edition". American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2002.

14. Oleinik P.P., Brodsky V.I. *Methods for erecting reinforced concrete domes*. Moscow, ASV Publishing House, 2016; 232. (rus.).

15. Perelmuter A.V., Kabanetsev O.V. *Analysis of structures with a changing design scheme*. Moscow, ASV Publishing House, 2015; 148. (rus.).

16. Razzokov N.S. International Science and Modeling the Construction Stages of Large Span Spatial Unique Buildings of Complex Geometry. Modeling and methods of structural analysis. *JOP Conf. Series: Journal of Physics: Conf: Series.* 2020; 1425:012100. DOI: 10.1088/1742-6596/1425/1/012100

17. C 4-023-03. "Unified Faclities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse" Departament of Defense USA, 2005.

18. Sayfiddinov S., Akhmadiyorov U.S., Razzokov N.S., P.S. Akhmedov. Optimization of modeling while increasing energy efficiency of building structures of public buildings. *ISJ Theoretical & Applied Science*. 2020; 06(86):16-19.

19. Shugaev V.V., Sokolov B.S., Pakhsin D.V. Experimental-theoretical studies of vaulted roofing from KZhS panels. *Structural mechanics and analysis of structures*. 2007; 5:67-73. (rus.).

20. Kancheli N.V. *Structural spatial structures*. Moscow, Publishing house ASV, 2008; 124. (rus.).

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 читательский 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 надёжности и конструктивной безопасности зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера (огневых, различных динамических, аварийных ударных) и запроектных воздействиях.
- Развитие теории расчета железобетонных конструкций.
- Сейсмостойкость зданий и сооружений.
- Компьютерное моделирование в строительстве.

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

1. **Введение (Introduction)**. Раздел, который начинается с описания объекта исследования, затем формулируется актуальность исследования. Приводится обзор мировой литературы, подтверждающий отсутствие в литературных источниках решения данной задачи и указывающий предшественников, на исследованиях которых базируется работа. Формулируется постановка цели исследования, вытекающая из результатов обзора литературы и содержащая перечень намеченных к решению задач.
2. **Метод (Methods)**. В данном разделе подробно описывается выбранный метод исследования. Метод должен быть расписан таким образом, чтобы другой исследователь был способен его воспроизвести.
3. **Результаты и обсуждение (Results and Discussion)**. Результаты рекомендуется представлять преимущественно в виде таблиц, графиков и других иллюстраций. Этот раздел включает анализ полученных результатов, их интерпретацию, сравнение с результатами других авторов.
4. **Заключение (Conclusions)**, в котором кратко подводятся итоги научного исследования. Заключение содержит нумерованные выводы, кратко формулирующие основные научные результаты статьи как установленные авторами зависимости (связи) между параметрами объекта исследования. Выводы должны логически соответствовать поставленным в начале статьи задачам.
5. **Благодарности (Acknowledgement)**. Данный раздел не является обязательным, в нем выражается благодарность за финансовую, информационную и другую поддержку, оказанную в ходе написания статьи.

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

Рекомендации по полноте и представительности:

1. Объем. В список литературы рекомендуется включать ссылки на научные статьи, монографии, сборники статей, сборники конференций, электронные ресурсы с указанием даты обращения, патенты. Рекомендуемый объем списка литературы — 20–40 источников, не считая труднодоступных и нормативных источников, а также ссылок на интернет-ресурсы, не являющиеся научными периодическими изданиями. Под труднодоступными источниками понимаются отчеты, альбомы типовых решений и другие подобные источники, отсутствующие в ка-

талогах 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, что 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 15000 до 30000 знаков с пробелами.

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

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