

Учредитель: Ассоциация «Железобетон»
Адрес: Рязанский просп., д. 22, корп. 2,
г. Москва, 109428, Российская Федерация

Издатель: АО «НИЦ «Строительство»
Адрес: 2-я Институтская ул., д. 6, корп. 1,
г. Москва, 109428, Российская Федерация

Зарегистрирован Федеральной службой
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций
(Роскомнадзор).

Свидетельство о регистрации
средства массовой информации
ПИ № ФС77-76959 от 09.10.2019.

Свидетельство о регистрации
средства массовой информации
Эл № ФС77-86552 от 26.12.2023.

ISSN 0005-9889 (Print)

ISSN 3034-1302 (Online)

Основан: Институт НИИЖБ Госстроя СССР
и ВНИИЖелезобетон
Минстройматериалов СССР

Авторы

опубликованных материалов несут
ответственность за достоверность
приведенных сведений, точность данных
по цитируемой литературе
и за использование в статьях данных,
не подлежащих открытой публикации.

Редакция

может опубликовать статьи
в порядке обсуждения,
не разделяя точку зрения автора.

Перепечатка

и воспроизведение статей, рекламных
и иллюстративных материалов возможны
лишь с письменного разрешения главного
редактора.

Редакция не несет ответственности
за содержание рекламы и объявлений.

Адрес редакции: 2-я Институтская ул.,
д. 6, к. 1, г. Москва, 109428,
Российская Федерация

Тел.: +7(495) 602-00-70, доб. 1022/1023

E-mail: bzhb.ru@yandex.ru

http://bzhb.ru

Свободная цена

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Издается с 1955 г.

3 (634)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

БЕДАРЕВ В.В., БЕДАРЕВ Н.В., БЕДАРЕВ А.В.

**О величине масштабных коэффициентов для определения
прочности бетона в контактном слое зоны анкеровки арматуры. 5**

ДЗАПАРОВ М.Э., ЕНАЛДИЕВА М.А., БИГУЛАЕВ А.А., БАЕВ З.А.

Эффективность применения природного гравия в тяжёлом бетоне . . 13

КОЗЛОВ П.Г., АЮБОВ Н.А.

Геополимерные бетоны из гидроудаленных золошлаковых отходов . . . 19

СУББОТИН А.С., МОРОГОВ К.С., БАЛЬХАЕВ Д.Д., ГЕТИГЕЖЕВ М.Д.

**Возможность использования дробленого пэт-пластика
для замещения мелкого заполнителя бетонной смеси. 34**

ТИХОНОВ И.Н., ЗВЕЗДОВ А.И., САФОНОВ А.А., ТИХОНОВ Г.И.

**Разработка и внедрение арматуры с инновационным
периодическим профилем 42**

ЮРОВ В.М., ЖАНГОЗИН К.Н., КАРГИН Д.Б., НУРКАСИМОВ А.К., КАСЫМХАНОВ Ж.С.

Износостойкость графеновых бетонов 66

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

АБДУЛЛАЕВ Ф.Б., ЧУРИКОВА В.И.

**Проектирование гражданских зданий в условиях возникновения
технических рисков 77**

КОУРКИН С.В., НИКУЛИН А.И., ОБЕРНИХИН Д.В.

**Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных
конструкций при среднескоростных воздействиях 84**

РУСАНОВ В.Е., МИЛЬЧЕВСКИЙ П.С., АЙДАРОВ С.Р., МАСЛОВ П.С.

**Натурные испытания бескапитальной сталефибробетонной
плиты с комбинированным армированием 100**

РУСАНОВ Д.Ю., СЕРБИН С.А.

**О поиске предельных усилий в нормальных сечениях
железобетонных элементов при расчете по нелинейной
деформационной модели 112**

УПРАВЛЕНИЕ ЖИЗНЕННЫМ ЦИКЛОМ ОБЪЕКТОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

ЕВДОКИМЕНКО С.О.

**Мониторинг состояния каркасных домов с применением
встроенных датчиков влажности и деформации:
валидация цифровых двойников ограждающих конструкций. 124**

Founder of the journal:

«Reinforced concrete» Association
Address: 22, bld. 2, Ryazansky prospect,
 Moscow, 109428, Russian Federation

Publisher: JSC Research Center of Construction
 Address: 6, bld. 1, 2nd Institutskaya str.,
 Moscow, 109428, Russian Federation

Registered by the Federal Service for
 Supervision of Communications and
 Information Technologies and mass
 communications (ROSKOMNADZOR).

Mass media registration certificate
 PI No. FS77-76959 dated October 09, 2019.

Mass media registration certificate
 EI No. FS77-86552 dated December 26, 2023.

ISSN 0005-9889 (Print)

ISSN 3034-1302 (Online)

Founded: Institutes of NIIZhB Gosstroy of
 the USSR and VNIIZhelezobeton of the USSR
 Ministry of Construction Materials

The authors

of published materials are responsible
 for the accuracy of the submitted information,
 the accuracy of the data from the cited literature
 and for using in articles data
 which are not open to the public.

The Editorial Staff

can publish the articles as a matter
 for discussion, not sharing the point of view
 of the author.

Reprinting

and reproduction of articles, promotional and
 illustrative materials are possible only with the
 written permission of the editor-in-chief.

**The Editorial Staff is not responsible
 for the content of advertisements and
 announcements.**

Editorial address: 6, bld. 1, 2nd Institutskaya
 str., Moscow, 109428, Russian Federation

Tel: +7(495) 602-00-70, add. 1022/1023

E-mail: bzhb.ru@yandex.ru

http://bzhb.ru

Free price

BETON I ZHELEZOBETON

Издается с 1955 г.

3 (634)

BUILDING MATERIALS AND PRODUCTS

V.V. BEDAREV, N.V. BEDAREV, A.V. BEDAREV

**On the value of scale factors for determining the strength
 of concrete in the contact layer of thereinfocecement anchorage zone** **5**

M.E. DZAPAROV, M.A. ENALDIEVA, A.A. BIGULAEV, Z.A. BAEV

Efficiency of natural gravel application in heavyweight concrete **13**

P.G. KOZLOV, N.A. AYUBOV

Geopolymer concrete from hydro removed coal ash **19**

SUBBOTIN A.S., MOROGOV K.S., BALKHAEV D.D., GETIGZHEV M.D.

**Possibility to use crushed pet plastic to replace the fine filler
 in concrete mixture** **34**

I.N. TIKHONOV, A.I. ZVEZDOV, A.A. SAFONOV, G.I. TIKHONOV

**Development and implementation of valves
 with an innovative periodic profile.** **42**

V.M. YUROV, K.N. ZHANGOZIN, J.B. KARGIN, A.K. NURKASIMOV, ZH.S. KASYMKHANOV

Wear resistance of graphene concrete. **66**

BUILDING STRUCTURES

F.B. ABDULLAEV, V.I. CHURIKOVA

Design of civil buildings in conditions of technical risks **77**

S.V. KOURKIN, A.I. NIKULIN, D.V. OBERNIKHIN

**Strength and crack resistance of bendable reinforced concrete
 structures under intermediate-speed loading** **84**

V.E. RUSANOV, P.S. MILCHEVSKY, S.R. AIDAROV, P.S. MASLOV

Full-scale testing of steel fibre reinforced concrete flat slab **100**

D.Y. RUSANOV, S.A. SERBIN

**On the search for limiting forces in normal sections
 of reinforced concrete elements when calculating
 using a nonlinear deformation model** **112**

LIFECYCLE MANAGEMENT OF CONSTRUCTION PROJECTS

S.O. EVDOKIMENKO

**Monitoring the condition of frame houses using integrated moisture
 and deformation sensors: validation of digital double
 of fencing structures.** **124**

Редакционная коллегия

ЗВЕЗДОВ А.И., главный редактор, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство» (Москва, Российская Федерация)

КУЗЕВАНОВ Д.В., заместитель главного редактора, канд. техн. наук, директор, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство» (Москва, Российская Федерация)

СМИРНОВА Л.Н., научный редактор, канд. техн. наук, ученый секретарь, АО «НИЦ «Строительство» (Москва, Российская Федерация)

АРХИПКИН А.А., Ассоциация «Железобетон» (Москва, Российская Федерация)

ГУСЕВ Б.В., д-р техн. наук, профессор, президент Российской инженерной академии (РИА), президент Международной инженерной академии (МИА), член-корреспондент РАН (Москва, Российская Федерация)

ЙЕНСЕН О.М., д-р техн. наук, профессор Датского технического университета (Дания)

КАПРИЕЛОВ С.С., д-р техн. наук, заведующий лабораторией химических добавок и модифицированных бетонов, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», академик РААСН (Москва, Российская Федерация)

КРЫЛОВ С.Б., д-р техн. наук, заведующий лабораторией механики железобетона, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», академик РААСН (Москва, Российская Федерация)

МАИЛЯН Д.Р., д-р техн. наук, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Донской государственный технический университет (Ростов-на-Дону, Российская Федерация)

МОРОЗОВ В.И., д-р техн. наук, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

МЮЛЛЕР Х.С., д-р техн. наук, профессор Университета Карлсруэ, Институт технологии – KIT (Германия)

НЕСВЕТАЕВ Г.В., д-р техн. наук, заведующий кафедрой технологии строительного производства, Донской государственный технический университет (Ростов-на-Дону, Российская Федерация)

РАХМАНОВ В.А., канд. техн. наук, профессор, член-корреспондент РААСН, председатель Совета директоров, ООО «Институт ВНИИ-железобетон» (Москва, Российская Федерация)

СТЕПАНОВА В.Ф., д-р техн. наук, заведующий лабораторией коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство» (Москва, Российская Федерация)

ТАМРАЗЯН А.Г., д-р техн. наук, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, советник РААСН (Москва, Российская Федерация)

ТИХОНОВ И.Н., д-р техн. наук, профессор, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство» (Москва, Российская Федерация)

ТРАВУШ В.И., д-р техн. наук, главный конструктор, заместитель генерального директора по научной работе, ЗАО «ГОРПРОЕКТ», вице-президент РААСН (Москва, Российская Федерация)

ТРЕКИН Н.Н., д-р техн. наук, профессор, заместитель директора по научной работе, АО «ЦНИИПромзданий» (Москва, Российская Федерация)

УШЕРОВ-МАРШАК А.В., д-р техн. наук, профессор Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры (Харьков, Украина)

ФАЛИКМАН В.Р., канд. хим. наук, д-р материаловедения, руководитель центра научно-технического сопровождения сложных объектов строительства, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство» (Москва, Российская Федерация)

ХОЗИН В.Г., д-р техн. наук, заведующий кафедрой технологии строительных материалов, изделий и конструкций, Казанский государственный архитектурно-строительный университет (Казань, Российская Федерация)

Научно-технический журнал «Бетон и железобетон» включен в Перечень ВАК от 10.06.2024 года по научным специальностям:

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения;

2.1.5 – Строительные материалы и изделия.

Editorial team

ZVEZDOV A.I., Editor-in-Chief, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Head of the Department of Buildings, Structures, and Materials, JSC Research Center of Construction (Moscow, Russian Federation)

KUZEVANOV D.V., Deputy Chief Editor, Cand. Sci. (Engineering), Director of the Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction (Moscow, Russian Federation)

SMIRNOVA L.N., Scientific Editor, Cand. Sci. (Engineering), Scientific Secretary, JSC Research Center of Construction (Moscow, Russian Federation)

ARKHIPKIN A.A., Reinforced Concrete Association (Moscow, Russian Federation)

GUSEV B.V., Dr. Sci. (Engineering), Professor, President of Russian Academy of Engineering (RAE), President of International Academy of Engineering (IAE), Corresponding Member of the Academy of Sciences of the Russian Federation (Moscow, Russian Federation)

JENSEN O.M., Dr. Sci. (Engineering), Professor of the Danish Technical University (Denmark)

KAPRILOV S.S., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Chemical Additives and Modified Concrete, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Full Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

KRYLOV S.B., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Full Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

MAILYAN D.R., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Don State Technical University (Rostov-on-Don, Russian Federation)

MOROZOV V.I., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, St. Petersburg State University of the Architecture and Civil Engineering (St. Petersburg, Russian Federation)

MULLER H.S., Dr. Sci. (Engineering), Professor of the University of Karlsruhe, Institute of Technology – KIT (Germany)

NESVETAEV G.V., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Department of Construction Technology, Don State Technical University (Rostov-on-Don, Russian Federation)

RAKHMANOV V.A., Cand. Sci. (Engineering), Professor, Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Chairman of the Board of Directors, "Institute VNIIZhelezbeton" LLC (Moscow, Russian Federation)

STEPANOVA V.F., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction (Moscow, Russian Federation)

TAMRAZIAN A.G., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Reinforced Concrete and Stone Structures Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Counselor of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

TIKHONOV I.N., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Professor of the Department of Buildings, Structures, and Materials, JSC Research Center of Construction (Moscow, Russian Federation)

TRAVUSH V.I., Dr. Sci. (Engineering), Chief Designer, Deputy Director General for Research, "GORPROEKT" CJSC, Vice-President of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

TREKIN N.N., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Deputy Director for Research, Tsniipromzdaniy JSC (Moscow, Russian Federation)

USHEROV-MARSHAK A.V., Dr. Sci. (Engineering), Professor of Kharkov State Technical University of Construction and Architecture (Kharkiv, Ukraine)

FALIKMAN V.R., Cand. Sci. (Chemistry), Dr. of materials, Head of the Center for Scientific and Technical Assistance at Complex Facilities Construction, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction (Moscow, Russian Federation)

KHOZIN V.G., Dr. Sci. (Engineering), Head of the Building Materials, Products and Structures Technology Department, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering (Kazan, Russian Federation)

Since June 10, 2024 scientific and technical journal Concrete and Reinforced Concrete has been included into the List of the Higher Attestation Commission in the following branches of science:

2.1.1 – Building constructions, buildings and structures;

2.1.5 – Building materials and products.

УДК 666.98
EDN: LZOTUJ

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-05-12](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-05-12)

В.В. БЕДАРЕВ¹, Н.В. БЕДАРЕВ¹, А.В. БЕДАРЕВ¹

¹Общество с ограниченной ответственностью «Ригул».
Новокузнецк, 654080, Российская Федерация

О ВЕЛИЧИНЕ МАСШТАБНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В КОНТАКТНОМ СЛОЕ ЗОНЫ АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ

Аннотация

Введение. Нормативными документами установлены две основные характеристики прочности бетона – прочность бетона при осевом сжатии и прочность бетона при осевом растяжении, определяемые на образцах базового размера и формы.

Допускается определение показателей прочности бетона на образцах с геометрическими размерами, отличающимися от размеров базовых образцов в большую или меньшую сторону. В этих случаях прочность бетона корректируется соответствующими масштабными коэффициентами для приведения её к прочности бетона образцов базовых размеров.

Величины масштабных коэффициентов для перехода к прочности бетона базовых образцов также устанавливаются соответствующими нормами.

В отдельных случаях экспериментальное определение прочности бетона является сложной задачей, которая не решена и в настоящее время.

В первую очередь это относится к прочности бетона в контактном слое зоны анкеровки арматуры периодического профиля. Причём показатели прочности бетона при срезе, даже для базовых образцов, отсутствуют в нормативных документах.

Цель. Определение величины масштабных коэффициентов для расчёта прочности бетона в контактном слое при срезе и сжатии в зависимости от показателей прочности бетона базовых образцов.

Материалы и методы. На основании анализа нормативных документов и открытых источников теоретически получены значения масштабных коэффициентов для определения фактической прочности бетона при срезе и сжатии бетона в контактном слое с учётом положений ОТС в зависимости от прочности бетона базовых образцов.

Результаты. Статистическая обработка результатов позволила получить математические зависимости величины масштабных коэффициентов при срезе и сжатии и высоты поперечных рёбер периодического профиля арматуры.

Выводы. Значения масштабных коэффициентов позволяют определять предельные значения прочности бетона в контактном слое зоны анкеровки арматуры периодического профиля.

Ключевые слова: масштабный коэффициент, высота поперечных рёбер, прочность бетона, контактный слой, срез, сжатие, арматура, профиль

Для цитирования: Бедарев В.В., Бедарев Н.В., Бедарев А.В. О величине масштабных коэффициентов для определения прочности бетона в контактном слое зоны анкеровки арматуры // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634). С. 05–12. DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-05-12](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-05-12) EDN: LZOTUJ

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в исследование.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 16.01.26

Поступила после рецензирования 27.02.26

Принята к публикации 05.03.26

V.V. BEDAREV¹, N.V. BEDAREV¹, A.V. BEDAREV¹,

¹Limited Liability Company. Novokuznetsk, 654080, Russian Federation

ON THE VALUE OF SCALE FACTORS FOR DETERMINING THE STRENGTH OF CONCRETE IN THE CONTACT LAYER OF THEREINFOTCEMENT ANCHORAGE ZONE

Abstract

Introduction. Regulatory documents establish two main characteristics of concrete strength: axial compressive strength and axial tensile strength, determined using standard-sized specimens. Concrete strength may be determined using specimens with geometric dimensions that differ, either up or down, from those of standard specimens. In these cases, the concrete strength is adjusted using appropriate scaling factors to bring it into line with the strength of standard-sized specimens.

The scaling factors for converting to the concrete strength of standard samples are also established by the relevant standards. In some cases, experimental determination of concrete strength is a complex task that remains unresolved to this day.

This primarily concerns the strength of concrete in the contact layer of the ribbed reinforcement anchorage zone. Moreover, shear strength parameters for concrete, even for standard specimens, are absent from regulatory documents.

Aim. To determine the scaling factors for calculating the shear and compressive strength of concrete in the contact layer, depending on the strength parameters of concrete in standard specimens.

Materials and methods. Based on an analysis of regulatory documents and open sources, scale factor values were theoretically obtained for determining the actual shear and compressive strength of concrete in the contact layer, taking into account the provisions of the OTS, depending on the concrete strength of standard samples.

Results. Statistical processing of the results allowed us to obtain mathematical relationships between the magnitude of the scaling factors for shear and compression and the height of the transverse ribs of the periodic reinforcement profile.

Conclusions. The scale factor values allow us to determine the ultimate strength of concrete in the contact layer of the reinforcement anchorage zone.

Keywords: scale factor, height of transverse ribs, concrete strength, contact layer, shear, compression, reinforcement, profile

For citation: Bedarev V.V., Bedarev N.V., Bedarev A.V. On the value of scale factors for determining the strength of concrete in the contact layer of thereinfotcement anchorage zone. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3(634). (In Russian) DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-05-12](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-05-12) EDN: LZOTUJ

Authors contribution statement

All authors contributed equally to the preparation of the publication.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declares no conflict of interest.

Received 16.01.26

Revised 27.02.26

Accepted 05.03.26

Вопрос изменения прочности бетона при сжатии в зависимости от размеров образцов при испытании, исследован в достаточной мере и нормируется документами [1, 2, 3].

Исследовались образцы-кубы и образцы-призмы с размерами сторон в сантиметрах или десятках сантиметров [3, 4].

Экспериментальные исследования, проведённые [5] позволили сделать вывод о том, что под рабочими площадками поперечных рёбер арматуры периодического профиля прочность бетона может достигать значений в 5–20-кратной прочности стандартного образца-куба.

В [6] предложено рассматривать увеличение прочности бетона в контактном слое в зависимости от размеров профилировки поперечных рёбер арматуры.

Согласно [7] в контактном слое бетона в зоне анкерования арматуры периодического профиля возможны три характера разрушения:

1. разрушение бетона при срезе оснований бетонных опорных цилиндров;
2. разрушение бетона в контактном слое при сжатии под рабочими площадками поперечных рёбер;
3. разрушение бетона при раскалывании за пределами контактного слоя или разрушение бетонной оболочки.

В ОТС характер разрушения при раскалывании бетонной оболочки исключается из рассмотрения, как промежуточный характер разрушения бетона, который предотвращается достаточным поперечным армированием зоны анкерования арматуры периодического профиля.

Поэтому основными показателями прочности бетона в зоне анкерования арматуры периодического профиля являются:

- прочность бетона в контактном слое при срезе оснований бетонных опорных цилиндров между поперечными рёбрами профиля;
- прочность бетона в контактном слое при сжатии под рабочими площадками поперечных рёбер периодического профиля арматуры.

Для приведения прочности бетона при осевом сжатии и прочности бетона при осевом растяжении образцов экспериментальных размеров к прочности бетона образцов базовых размеров имеются соответствующие значения масштабных коэффициентов α и β , γ , δ .

Однако расчётные и нормативные значения прочности бетона при срезе для образцов базовых размеров в нормативных документах отсутствуют.

Разрушение анкерования арматуры периодического профиля в бетоне по характеру «срез» экспериментально установлено, а значения прочности при срезе бетона в контактном слое нет.

Способ определения прочности бетона при срезе представлен в [8]. На основании экспериментальных исследований Гвоздевым А.А. и Васильевым А.П. предложена формула расчёта прочности бетона при срезе, исходя из прочности бетона образцов базовых размеров при сжатии и растяжении

$$R_{cp} = R_{sh} = 0,7 \times \sqrt{R_b \times R_{bt}} \quad (1)$$

где

R_b – сопротивление бетона осевому сжатию (призмочная прочность);

R_{bt} – сопротивление бетона осевому растяжению.

Масштабный коэффициент при срезе бетона обозначим символом ζ .

Для расчёта предельных показателей прочности бетона в контактном слое необходимо установление величины масштабных коэффициентов ζ и α с учётом, особенностей характеров разрушения бетона в зоне анкерования.

В ОТС установлено, что если характеристика профиля арматуры меньше характеристики прочности бетона

$$B_A = \frac{t-b}{h} < B_B = \frac{R_b}{R_{cp}} + 4 \quad (2)$$

разрушение анкерования происходит в результате среза бетона между поперечными рёбрами профиля в контактном слое, и полное разрушение анкерования.

Напряжения в арматуре при этом соответствуют пределу текучести σ_T .

Если же характеристика профиля арматуры больше характеристики прочности бетона

$$B_A = \frac{t-b}{h} > B_B = \frac{R_b}{R_{cp}} + 4 \quad (3)$$

то срез бетона оснований бетонных опорных цилиндров при достижении в арматуре предела текучести σ_T не происходит.

Происходит разрушение бетона контактного слоя только под рабочими площадками поперечных рёбер профиля или частичное разрушение анкерования.

Полного разрушения анкерования арматуры периодического профиля в бетоне при достижении предела текучести σ_T не происходит.

Полное разрушение анкерования в результате среза бетона между поперечными рёбрами профиля в контактном слое, происходит при значительно большей внешней нагрузке.

Напряжения в арматуре при этом могут превышать предел текучести σ_T и достигать временного сопротивления σ_B растяжению.

То есть необходимо установить величину масштабного коэффициента не только при срезе бетона, но и при сжатии под рабочими площадками поперечных рёбер в контактном слое зоны анкерования арматуры периодического профиля.

Экспериментальное определение напряжений в контактном слое бетона при геометрических размерах периодического профиля арматуры измеряемых в миллиметрах, а при высоте поперечного ребра в единицах миллиметров, является сложной технической задачей [6], не решённой до настоящего времени.

В [9] показано, образование и развитие трещин от углов рабочих площадок поперечных рёбер арматуры при вытягивании стержней из бетона в зависимости от размера рёбер.

Образование и развитие трещин от углов рабочих площадок поперечных рёбер и уменьшение диаметра стержня при вытягивании из бетона исключают «стеснённость» в контактном слое и разрушение бетона в результате его смятия рабочими площадками [7].

Так как известно, что смятие бетона представляет собой разрушение бетона в условиях ограничения развития поперечных деформаций и в большей степени применимо к напряженно деформированному состоянию, возникающему в процессе отпуска арматуры при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций [7].

Проведение экспериментальных исследований с арматурой периодического профиля с различным

шагом поперечных рёбер [10], позволяет определить напряжений в бетоне контактного слоя расчётным путём, опираясь на положения ОТС.

И соответственно установить величины масштабных коэффициентов для расчёта предельных напряжений в бетоне контактного слоя при срезе бетона между поперечными рёбрами профиля и при сжатии под рабочими площадками поперечных рёбер в зоне анкеровки арматуры по физико-механическим показателям образцов базовых форм и размеров, представленным в нормативных документах.

Для проведения анализа использованы результаты экспериментальных исследований, представленные в таблице 1.

Таблица 1

Характер разрушения железобетонных балок [10]

Table 1

Nature of destruction of reinforced concrete beams [10]

№ серии	Класс бетона	Шифр балки	Параметры арматуры		Тип разрушения
			диаметр	вид профиля	
1	B30	Б1-1	12	кольцевой	разрыв
		Б1-2			разрыв
		Б1-3		серповидный	разрыв
		Б1-4			вытягивание
		Б1-5	20	кольцевой	вытягивание
		Б1-6			разрыв
		Б1-7		серповидный	разрыв
		Б1-8			разрыв
2	B40	Б2-9	12	кольцевой	разрыв
		Б2-10			разрыв
		Б2-11		серповидный	разрыв
		Б2-12			разрыв
		Б2-13	20	кольцевой редкий	разрыв
		Б2-14			разрыв
		Б2-15		серповидный	разрыв
		Б2-16			разрыв

В процессе анализа рассматривались два характера разрушения экспериментальных образцов армированных арматурой кольцевого профиля формы 1ф:

1. вытягивание – экспериментальные образцы Б1–5 и Б1–6;

2. разрыв стержня – экспериментальные образцы Б2–13 и Б2–14.

Экспериментальные образцы различаются между собой кроме прочности бетона геометрическими размерами периодического профиля арматуры.

Прочность бетона, определённая по образцам-призмам, размером 10 x 10 x 40 см экспериментальных образцов Б1–5 и Б1–6 составила 31 МПа, экспериментальных образцов Б2–13 и Б2–14– 41,2 МПа.

Принципиальное различие заключается в геометрических размерах периодического профиля рабочей арматуры:

- экспериментальные образцы Б1–5 и Б1–6 армированы арматурой А500, Ø20 мм, шаг поперечных рёбер $t = 8,1$ мм (арматура с «частым» расположением поперечных рёбер).

При этом условие $B_A < B_B$ выполняется и указывает на вероятное разрушение анкеровки в результате среза бетона оснований бетонных опорных цилиндров или на полное разрушение анкеровки арматуры в бетоне;

- экспериментальные образцы Б2–13 и Б2–14 армированы арматурой А500, Ø20 мм, шаг поперечных рёбер $t = 14,8$ мм (арматура с «редким» расположением поперечных рёбер).

При этом выполняется условие $B_A > B_B$, а разрушение анкеровки происходит в два этапа: в начале, происходит разрушение бетона под рабочими площадками поперечных рёбер профиля или частичное разрушение бетона контактного слоя.

Разрушения анкеровки арматуры периодического профиля в бетоне при достижении предела текучести σ_T не происходит.

Полное разрушение анкеровки в результате среза бетона оснований бетонных опорных цилиндров в контактном слое, происходит при значительно большей внешней нагрузке.

Напряжения в арматуре как показано [10] превышают предел текучести σ_T и могут достигать временного сопротивления σ_B .

Изменение характера разрушения экспериментальных балок Б2–13 и Б2–14 в сравнении с характером разрушения экспериментальных балок Б1–5 и Б1–6 иллюстрируется графиками втягивания арматуры в бетон на свободных концах железобетонных балок (рис. 1) [10].

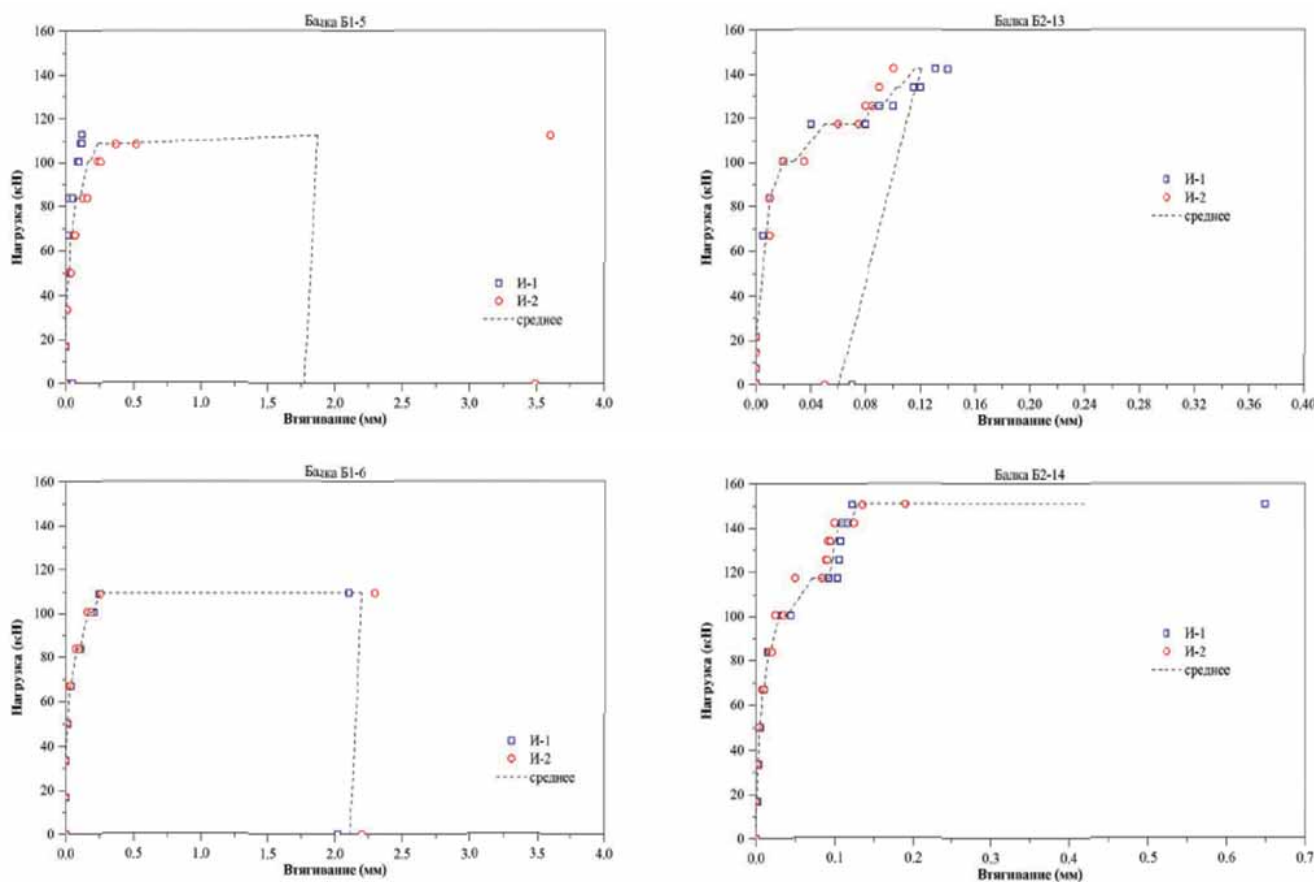


Рис. 1. Графики деформаций втягивания арматуры в бетон на свободных концах экспериментальных балок Б1–5, Б1–6 и Б2–13, Б2–14, иллюстрирующие изменение характера разрушения анкеровки [10]

Fig. 1. Graphs of deformations of reinforcement pulling into concrete at the free ends of experimental beams Б1–5, Б1–6 and Б2–13, Б2–14, illustrating the change in the nature of anchorage destruction [10]

Для экспериментальных образцов Б1–5 и Б1–6, армированных арматурой А500, Ø20 мм с шагом поперечных рёбер $t = 8,1$ мм (арматура с «частым» расположением поперечных рёбер) определим величину масштабного коэффициента при срезе бетона в контактном слое, так как характер разрушения анкеровки экспериментальных образцов Б1–5 и Б1–6 при вытягивании арматуры из бетона указывает на срез бетона между поперечными рёбрами профиля арматуры.

Масштабный коэффициент определён по результатам испытания образцов-призм $10 \times 10 \times 40$ см, результатам испытаний экспериментальных образцов балок Б1–5 и Б1–6 и геометрических размеров профиля арматуры [10].

По результатам испытания образцов-призм определена R_b – прочность бетона при осевом сжатии (призменная прочность). Сопротивление бетона осевому растяжению R_{bt} принято в соответствии с прочностью бетона при осевом сжатии по [11].

По результатам испытания экспериментальных образцов балок Б1–5 и Б1–6 определена разрушающая нагрузка, изгибающий момент, напряжения в арматуре в момент разрушения анкеровки.

По геометрическим параметрам периодического профиля арматуры определена площадь поверхности среза при разрушении анкеровки в результате вытягивания арматуры из бетона.

В результате проведённых расчётов установлена величина масштабного коэффициента для приведения опытных значений прочности бетона образцов базовых размеров при срезе к предельным значениям прочности бетона контактного слоя при срезе в зоне анкеровки

$$\zeta = 0,323.$$

Для экспериментальных образцов Б2–13 и Б2–14, армированных арматурой А500, Ø20 мм с шагом поперечных рёбер $t = 14,8$ мм (арматура с «редким» расположением поперечных рёбер) определены величины масштабного коэффициента при сжатии бетона под рабочими площадками поперечных рёбер α и масштабного коэффициента при срезе бетона ζ в контактном слое.

Масштабный коэффициент определён по результатам испытания образцов-призм $10 \times 10 \times 40$ см, результатам испытаний экспериментальных образцов балок Б2–13 и Б2–14 и геометрическим размерам периодического профиля арматуры [10].

По результатам испытания образцов-призм определена R_b – прочность бетона при осевом сжатии (призменная прочность). Прочность бетона при осевом растяжении принята в соответствии с прочностью бетона при осевом сжатии по [11].

Также по результатам испытания экспериментальных образцов балок Б2–13 и Б2–14 определена разрушающая нагрузка, изгибающий момент, напряжения в арматуре в момент разрушения анкеровки.

По геометрическим параметрам периодического профиля арматуры определена площадь рабочих площадок поперечных рёбер арматуры и площадь поверхности среза бетона при разрушении в результате разрыва стержня арматуры.

Величина масштабного коэффициента при разрушении бетона под рабочими площадками поперечных рёбер при сжатии

$$\alpha = 0,21475 \approx 0,215.$$

Графически изменение величины масштабного коэффициента при сжатии бетона контактного слоя под рабочими площадками поперечных рёбер представлено на рис. 2.

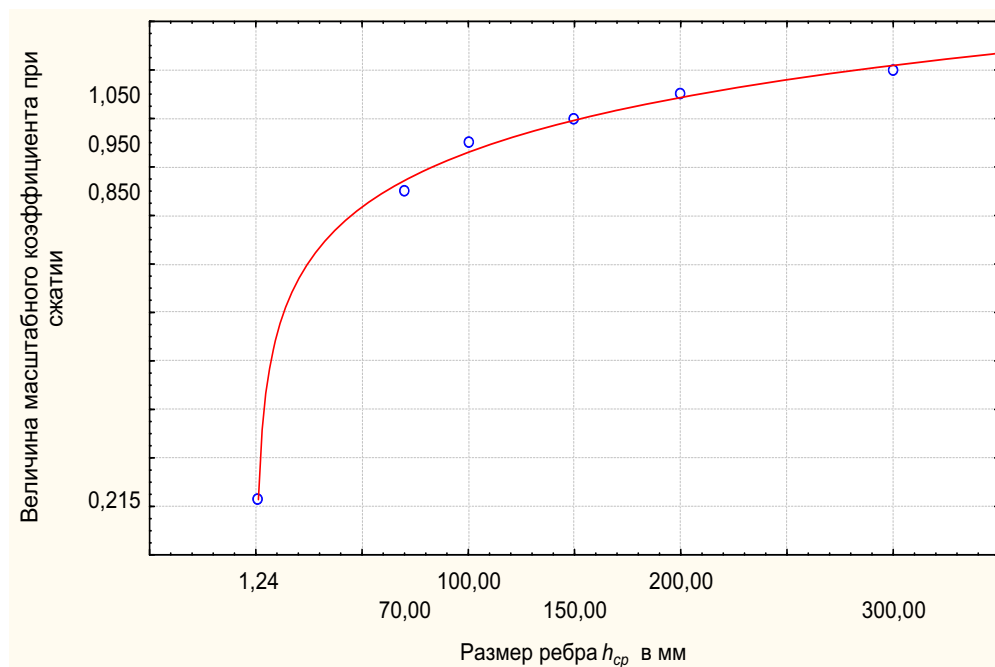


Рис. 2. Характер изменения величины масштабного коэффициента при сжатии бетона под рабочими площадками поперечных рёбер
Fig. 2. The nature of the change in the scale factor during compression of concrete under the working platforms of the transverse ribs

Величина масштабного коэффициента для приведения прочности бетона базовых размеров к прочности бетона при сжатии под рабочими площадками поперечных рёбер соответствует

$$\alpha = 0,179 + 0,3755 \cdot \log 10(h_{cp})$$

где h_{cp} – средняя высота поперечного ребра профиля в мм.

Величина масштабного коэффициента для опытных значений прочности бетона при срезе составила

$$\zeta = 0,33876 \approx 0,339.$$

Графически изменение величины масштабного коэффициента при срезе бетона контактного слоя представлено на рис. 3.

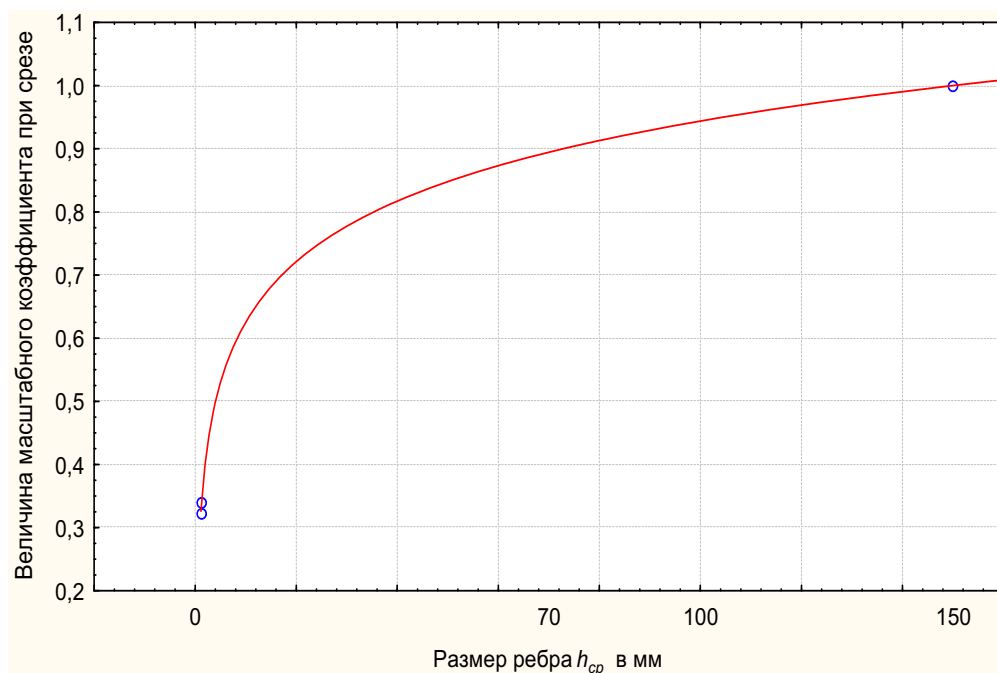


Рис. 3. Характер изменения величины масштабного коэффициента при срезе бетона в контактном слое
Fig. 3. The nature of the change in the scale factor when cutting concrete in the contact layer

Величина масштабного коэффициента для приведения прочности бетона базовых размеров к прочности бетона при срезе в контактном слое соответствует

$$\zeta = 0,3064 + 0,3187 \cdot \log 10(h_{cp}).$$

где h_{cp} – средняя высота поперечного ребра профиля в мм.

В [9] утверждается, что размеры заполнителя должны быть соизмеримы с шагом поперечных рёбер периодического профиля арматуры.

Увеличение шага поперечных рёбер периодического профиля арматуры Ø20 мм с $t = 8,1$ мм до $t = 14,8$ мм должно привести к повышенному вовлечению заполнителя в работу сцепления и увеличению прочностных показателей сцепления при срезе.

Однако выраженного влияния заполнителя на сопротивление бетона срезу в контактном слое не зафиксировано.

Выводы

1. Фактические предельные напряжения в бетоне контактного слоя при разрушении анкеровки арматуры периодического профиля при срезе оснований бетонных опорных цилиндров и при сжатии под рабочими площадками поперечных рёбер профиля определяются на основании соответствующих значений масштабных коэффициентов ζ и α .

2. Значения масштабного коэффициента при срезе бетона соответствуют формуле

$$\zeta = 0,3064 + 0,3187 \cdot \log 10(h_{cp}).$$

3. Значения масштабного коэффициента при сжатии бетона соответствуют формуле

$$\alpha = 0,179 + 0,3755 \cdot \log 10(h_{cp})$$

4. Для уточнения влияния заполнителя на характеристики сцепления арматуры периодического профиля с бетоном требуются дополнительные исследования.

Список литературы

- ГОСТ 10180–2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. М. 2012. URL: <https://www.rst.gov.ru/portal/gost/search?query=%D0%93%D0%9E%D0%A1%D0%A2+10180-2012>
- Звездов А.И., Малинина Л.А., Руденко И.Ф. Технология бетона и железобетона в вопросах и ответах. М.: НИИЖБ. 2005. 448 с.
- ГОСТ 28570–2019 Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций. М., 2019. URL: <https://www.rst.gov.ru/portal/gost/search?query=%D0%93%D0%9E%D0%A1%D0%A2+28570-2019>

4. Дрозд А.А., Бондарович А.И., Белоус М.Б., Кургун Н.О. Исследование зависимости показателя прочности бетона на сжатие от типоразмера образцов // Проблемы современного строительства. Минск, Беларусь: Беларусский национальный технический университет. 2018. С. 234–241. URL: <https://rep.bntu.by/handle/data/48760>
5. Скоробогатов С.М., Эдвардс А.Д. Влияние вида периодического профиля стержневой арматуры на сцепление с бетоном // Бетон и железобетон. 1979. № 9. С. 20–22.
6. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. М.: Стройиздат. 1981. 184 с.
7. Бедарев В.В., Бедарев Н.В., Бедарев А.В. Общая теория сцепления и анкеровки арматуры периодического профиля в бетоне. Новокузнецк: Изд. центр СибГИУ, 2020. 267 с.
8. Мурашов В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. М., Госстройиздат 1962. 660 с.
9. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит, 2000. 256 с.
10. Отчёт НИОКР. Исследование прочности и деформативности сцепления арматуры различного периодического профиля по ГОСТ 34028–2016 с бетоном. М.: АО НИЦ Строительство, 2020. 156 с.
11. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2018. URL: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>
- Technical University; 2018, pp. 234–241. (In Russian). URL: <https://rep.bntu.by/handle/data/48760>
5. Skorobogatov S.M., Edwards A.D. Effect of the type of periodic profile of reinforcing bars on adhesion to concrete. *Concrete and Reinforced Concrete*, 1979, no. 9, pp. 20–22. (In Russian)
6. Holmyanskij M.M. Reinforcement bar adhesion to concrete. Moscow: Stroyizdat; 1981. 184 p. (In Russian).
7. Bedarev V.V., Bedarev N.V., Bedarev A.V. General theory of adhesion and anchoring of reinforcement periodic profile in concrete. Novokuznetsk: Izdatel'skiy tsentr SibGIU; 2020, 267 p. (In Russian).
8. Murashov V.I., Sigalov E.E., Baikov V.N. Reinforced concrete structures. M., Gosstroyizdat; 1962. 660 p. (In Russian).
9. Madatyan S.A. Reinforcement of reinforced concrete structures. Moscow: Voentehlit; 2000, 256 p. (In Russian).
10. Research of the strength and deformability of adhesion of reinforcement of various periodic profiles according to GOST 34028–2016 with concrete. Moscow: AO NITS Stroitelstvo; 2020, 156 p. (In Russian).
11. SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow, 2018. (In Russian). URL: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>

References

1. State Standard 10180–2012 Concretes. Methods for strength determination using reference specimens. Moscow. 2012. (In Russian). URL: <https://www.rst.gov.ru/portal/gost/search?query=%D0%93%D0%9E%D0%A1%D0%A2+10180-2012>
2. Zvezdov A.I., Malinina L.A., Rudenko I.F. Concrete and reinforced concrete technology in questions and answers. Moscow: NIIZHB. 2005. 448 p. (In Russian).
3. State Standard 10180–2012 Concretes. Methods of strength determination on cores selected from structures. Moscow. 2019. (In Russian). URL: <https://www.rst.gov.ru/portal/gost/search?query=%D0%93%D0%9E%D0%A1%D0%A2+28570-2019>
4. Drozd A.A., Bondarovich A.I., Belous M.B., Kurgun N.O. Research of the dependence of concrete compressive strength on specimen size. *Problems of modern construction*. Minsk: Belarusian National

Информация об авторах / Information about the authors

Владимир Васильевич Бедарев*, канд. техн. наук, ООО «Ригул». Новокузнецк, Россия

Vladimir V. Bedarev, Candidate of Sciences (Engineering), ooo-rigul@mail.ru Limited Liability Company "Rigul". Novokuznetsk, Russia

Никита Владимирович Бедарев, инженер, ООО «Ригул», Новокузнецк, Россия

Nikita V. Bedarev, Engineer, Limited Liability Company "Rigul". Novokuznetsk, Russia

Андрей Владимирович Бедарев, инженер, ООО «Ригул», Новокузнецк, Россия

Andrei V. Bedarev, Engineer, Limited Liability Company "Rigul". Novokuznetsk, Russia

*Автор, ответственный за переписку/Corresponding author

УДК 691.322
EDN: DENZQL

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-13-18](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-13-18)

М.Э. ДЗАПАРОВ¹, М.А. ЕНАЛДИЕВА¹, А.А. БИГУЛАЕВ¹, З.А. БАЕВ¹

¹Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет).
Владикавказ, Российская Федерация

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ПРИРОДНОГО ГРАВИЯ В ТЯЖЁЛОМ БЕТОНЕ

Аннотация

Введение. Дефицит и высокая стоимость гранитного щебня стимулируют поиск более доступных заполнителей для тяжёлого бетона. В статье представлены результаты лабораторного исследования, направленного на сравнение свойств тяжёлого бетона, приготовленного с использованием двух видов крупного заполнителя – гранитного щебня и природного гравия фракции 5–20 мм.

Цель. Обоснование технической и экономической целесообразности замены гранитного щебня на природный гравий в составе тяжёлого бетона при условии обеспечения прочностных характеристик не ниже требуемых.

Материалы и методы. Основное внимание уделено влиянию формы и поверхности зёрен заполнителя на водопотребность, прочность и стоимость бетонной смеси при одинаковой удобоукладываемости (марка по подвижности П5).

Результаты. Установлено, что применение гравия вместо щебня позволяет снизить расход воды [1], что приводит к уменьшению водоцементного отношения и, как следствие, к повышению прочности. В рассматриваемом в статье случае бетон на гравии достиг класса В20, в то время как аналог на щебне – только класса В15. Экономический расчёт показал снижение себестоимости на 7,8 % при замене щебня на гравий.

Выводы. Результаты эксперимента свидетельствуют о том, что при корректном подборе состава гравий может быть не только экономически выгодной, но и технически предпочтительной альтернативой щебню в производстве тяжёлого бетона.

Ключевые слова: тяжёлый бетон, гравий, щебень, водоцементное отношение, прочность, водопотребность, себестоимость, подвижность бетонной смеси

Для цитирования: Дзапаров М.Э., Еналдиева М.А., Бигулаев А.А., Баев З.А. Эффективность применения природного гравия в тяжёлом бетоне // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634) С. 13–18. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-13-18](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-13-18). EDN: DENZQL

Вклад авторов

Дзапаров М.Э. – концептуализация, методология, проведение исследований, написание черновика рукописи, рецензирование и редактирование.

Еналдиева М.А. – руководство (научное консультирование).

Бигулаев А.А. – руководство (научное консультирование).

Баев З.А. – проведение исследований.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 11.12.25

Поступила после рецензирования 04.02.26

Принята к публикации 19.03.26

M.E. DZAPAROV¹, M.A. ENALDIEVA¹, A.A. BIGULAEV¹, Z.A. BAEV¹

¹North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University).
Vladikavkaz, Russian Federation

EFFICIENCY OF NATURAL GRAVEL APPLICATION IN HEAVYWEIGHT CONCRETE

Abstract

Introduction. The shortage and high cost of granite crushed stone stimulate the search for more affordable aggregates for heavy concrete. This paper presents the results of a laboratory study aimed at comparing the properties of heavy concrete prepared using two types of coarse aggregate – granite crushed stone and natural gravel of 5–20 mm fraction.

Aim. *Substantiation of the technical and economic feasibility of replacing granite crushed stone with natural gravel in heavy concrete, provided that the strength characteristics are not lower than the required ones.*

Materials and methods. The main attention is paid to the influence of the shape and surface texture of aggregate particles on the water demand, strength, and cost of the concrete mixture under the same workability (slump class S5).

Results. It was found that the use of gravel instead of crushed stone reduces water demand [1], which leads to a decrease in the water-cement ratio and, consequently, to an increase in strength. In the case considered in this article, concrete with gravel achieved class B20, while its counterpart with crushed stone achieved only class B15. An economic calculation showed a cost reduction of 7.8 % when replacing crushed stone with gravel.

Conclusions. The experimental results indicate that, with proper mix design, gravel can be not only a cost-effective but also a technically preferable alternative to crushed stone in the production of heavy concrete.

Keywords: heavy concrete, gravel, crushed stone, water-cement ratio, strength, water demand, cost price, workability of concrete mixture

For citation: Dzaparov M.E., Enaldieva M.A., Bigulaev A.A., Baev Z.A. Efficiency of natural gravel application in heavyweight concrete. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3(634), pp. 13–18. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-13-18](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-13-18)
EDN: DENZQL

Authors contribution statement

Dzaparov M.E. – conceptualization, methodology, investigation, writing – original draft, writing – review & editing.

Baev Z.A. – investigation.

Enaldieva M.A. – supervision.

Bigulaev A.A. – supervision.

Funding

This research received no external funding.

Conflicts of interest

The authors declare no conflicts of interest.

Received 11.12.25

Revised 04.02.26

Accepted 19.03.26

Обоснование выбора заполнителей и постановка эксперимента

Одной из ключевых задач, стоящих перед современным строительным производством, является поиск оптимального соотношения между техническими характеристиками строительных материалов и их экономической эффективностью. В контексте производства тяжелого бетона особое внимание уделяется природе крупного заполнителя, поскольку именно он во многом определяет не только физико-механические свойства конечного продукта, но и его технологичность при укладке, а также себестоимость.

Традиционно в строительной практике преимущественно используется щебень, обладающий шероховатой поверхностью и угловатой формой зёрен, что способствует лучшему сцеплению с цементным камнем [2]. Однако в последние годы всё большее внимание уделяется применению природного гравия – окатанного заполнителя, который характеризуется гладкой поверхностью и округлой формой частиц. Среди специалистов распространено мнение, что именно эти особенности снижают адгезию гравия к цементному тесту и, как следствие, приводят к ухудшению прочностных характеристик бетона. Тем не менее, ряд исследований, а также практический опыт показывают, что при грамотном подборе состава бетонной смеси с использованием гравия можно достичь прочностных показателей, не уступающих, а в отдельных случаях и превосходящих аналогичные показатели бетонов на щебне.

Целью настоящего эксперимента стало сопоставление прочностных характеристик и экономических показателей двух составов тяжёлого бетона – одного на основе гранитного щебня фракции 5–20 мм и другого на основе природного гравия аналогичной фракции. Особое внимание уделялось влиянию водопотребности заполнителей [3] на прочность бетона и возможность получения качественного материала при использовании гравия.

Методика проведения эксперимента и условия испытаний

Экспериментальные замесы бетонных смесей были выполнены в лаборатории ООО «Северо-Осетинский испытательный центр» (СОИЦ). Все работы проводились в строгом соответствии с требованиями нормативных документов.

Для приготовления бетонных смесей использовались следующие компоненты:

- цемент: портландцемент ЦЕМ I 42,5Н, соответствующий ГОСТ 31108–2020 [4];
- мелкий заполнитель: мытый песок 0–5, соответствующий ГОСТ 8736–2014 [5];
- крупный заполнитель: вариант 1 – гранитный щебень фракции 5–20 мм из поймы реки Терек, соответствующий ГОСТ 8267–93 [6]; вариант 2 – природный гравий фракции 5–20 мм из поймы реки Терек, соответствующий ГОСТ 8267–93;
- вода, соответствующая требованиям ГОСТ 23732–2011 [7];

– добавка на основе эфиров поликарбоксилатов и модифицированных лигносульфонатов.

Подбор составов осуществлялся в соответствии с рекомендациями [8] с целью достижения одинаковой удобоукладываемости (марка по подвижности – П5). После подбора составов и приготовления смесей были изготовлены контрольные образцы-кубы размером 100 × 100 × 100 мм. Отбор проб и формование образцов выполнялись в соответствии с ГОСТ 10181–2014 [9] и ГОСТ 10180–2012 [10].

Таблица 1

Составы бетонных смесей

Table 1

Compositions of concrete mixtures

Материал	Состав на щебне	Состав на гравии
Цемент, кг	300	300
Песок мытый, кг	975	975
Щебень 5–20, кг	975	–
Гравий 5–20, кг	–	975
Добавка, кг	3	3
Вода, кг	230	200

Образцы выдерживались в нормальных условиях твердения до достижения возраста 3, 7 и 28 суток. Испытания на сжатие проводились на автоматическом испытательном прессе ТП–1–1500 с максимальной нагрузкой 1500 кН. По результатам разрушающих испытаний определяли класс бетона по прочности на сжатие.

Результаты эксперимента

Анализ полученных данных позволил выявить существенные различия в поведении бетонных смесей и их конечных прочностных характеристиках в зависимости от типа крупного заполнителя (рис. 1).

Таблица 2

Сравнительные характеристики бетонных смесей

Table 2

Comparative characteristics of concrete mixtures

Показатель	Бетон на щебне	Бетон на гравии
Водоцементное отношение, В/Ц	0,77	0,67
Осадка конуса, см	22	21
Средняя прочность при сжатии, МПа	22,6	25,8
Класс прочности по ГОСТ 26633–2015 [11]	B15	B20
Себестоимость бетона заданного состава, руб	4270	4026

Наиболее примечательным результатом стало то, что бетон на гравии продемонстрировал более низкую водопотребность, что позволило снизить водоцементное отношение при сохранении требуемой по-

движности. Это, в свою очередь, напрямую повлияло на рост прочности цементного камня [12] и, как следствие, на класс прочности всего бетона. Таким образом, несмотря на общепринятое мнение о «слабой» адгезии гравия, его гладкая поверхность и округлая форма способствовали снижению внутреннего трения в бетонной смеси, улучшению её однородности и, главное – уменьшению общего расхода воды.

Таблица 3
Прочность образцов с использованием щебня для приготовления бетонной смеси

Table 3
Strength of specimens prepared with crushed stone for concrete mixture

Возраст образцов	Масса образцов	Прочность образцов, МПа
3-и сутки	2258	15,2
	2272	15,2
7-е сутки	2274	20,0
	2265	20,2
28-е сутки	2242	22,3
	2255	22,8

Таблица 4
Прочность образцов с использованием гравия для приготовления бетонной смеси

Table 4
Strength of specimens prepared with gravel for concrete mixture

Возраст образцов	Масса образцов	Прочность образцов, МПа
3-и сутки	2310	18,3
	2321	17,3
7-е сутки	2329	21,9
	2346	22,1
28-е сутки	2311	25,6
	2301	25,9

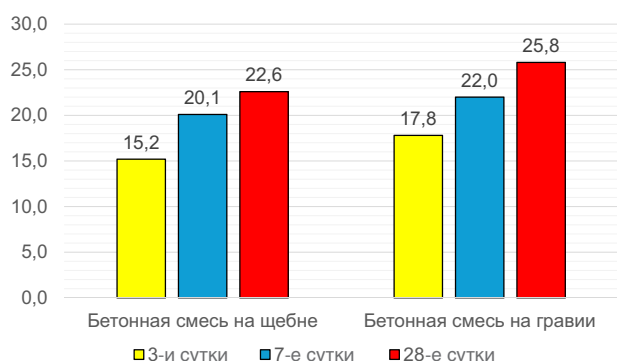


Рис. 1. Прочность образцов с использованием щебня и гравия для приготовления бетонной смеси

Fig. 1. Strength of specimens prepared with crushed stone and gravel for concrete mixture

Согласно закону Абрамса [13], прочность бетона обратно пропорциональна водоцементному отношению при условии полной гидратации цемента. В данном случае именно снижение В/Ц с 0,77 до 0,67 стало решающим фактором, позволившим бетону на гравии достичь класса В20, в то время как бетон на щебне ограничился классом В15.

Экономический аспект применения гравия

Параллельно с техническими характеристиками был проведён предварительный экономический расчёт стоимости 1 м³ бетона.

Расчёт показал, что замена щебня на гравий позволяет снизить себестоимость бетона на 7,8 % (с 4513 до 4161 рублей по ценам на декабрь 2025 года). В заданных составах вышло немного больше бетона, чем 1 м³ из-за разного количества воды, но данные все равно позволяют оценить финансовую экономию при использовании гравия вместо щебня. Для масштабных строительных проектов такая экономия может составить миллионы рублей без ухудшения, а фактически – с улучшением основного технического параметра – прочности.

Таблица 5
Себестоимость бетонных смесей

Table 5

Материал	Состав на щебне	Состав на гравии
Цемент	300*9,9=2970	300*9,9=2970
Песок мытый	975*0,7=683	975*0,7=683
Щебень 5–20	975*0,55=536	–
Гравий 5–20	–	975*0,25=244
Добавка	3*88=264	3*88=264
Итого, руб	4513	4161

Обсуждение: почему гравий заслуживает доверия

Скептицизм в отношении использования гравия в бетоне во многом связан с устаревшими представлениями и недостатком практического опыта, тогда как современные исследования показывают, что качество бетона определяется системой в целом, а не только типом заполнителя [14]. Действительно, при неграмотном подборе состава (например, при сохранении одинакового В/Ц для щебня и гравия без учёта различий в водопотребности) бетон на гравии может оказаться менее прочным. Однако современные методы подбора составов, основанные на учёте реологических свойств смеси, позволяют в полной мере использовать преимущества природного гравия.

Ключевыми преимуществами гравия являются:

– более низкая водопотребность, обусловленная гладкой поверхностью и округлой формой зёрен, что снижает внутреннее трение и улучшает подвижность смеси;

– экономическая доступность, особенно в регионах с развитой добычей гравия;

– экологичность – добыча гравия, как правило, менее энергоёмка и менее разрушительна для ландшафта [15] по сравнению с дроблением горных пород.

Конечно, при проектировании особо ответственных конструкций (например, несущих колонн многоэтажных зданий или элементов мостов) может потребоваться дополнительное обоснование применения гравия, включая испытания на долговечность, морозостойкость и водонепроницаемость. Однако для большинства гражданских и промышленных объектов (фундаменты, стяжки, элементы малых форм) бетон на гравии представляет собой технически обоснованное и экономически выгодное решение.

Заключение

1. В ходе эксперимента подтверждено, что при равных условиях подбора состава бетон на гравии обладает меньшей водопотребностью, что позволяет снизить водоцементное отношение и, как следствие, повысить прочность.

2. Бетон на гравии фракции 5–20 мм при В/Ц = 0,67 достиг класса прочности В20, в то время как бетон на гранитном щебне при В/Ц = 0,77 соответствовал классу В15.

3. Экономический анализ показал, что замена щебня на гравий позволяет снизить себестоимость бетона на 5,7 % без потери качества, а в рассматриваемом случае – с его улучшением.

4. Полученные результаты свидетельствуют о целесообразности предвзятого отношения к гравию как к «второсортному» заполнителю. При грамотном инженерном подходе гравий не только конкурентоспособен, но и где-то может даже превосходить щебень.

Таким образом, экспериментальные данные, полученные в результате проведенных исследований (протоколы испытаний инертных материалов и



образцов-кубов:), убедительно демонстрируют потенциал широкого внедрения бетонов на гравии в строительную практику, особенно в регионах с доступными месторождениями этого материала. Это открывает перспективы для повышения рентабельности строительных работ без ущерба для надёжности возводимых конструкций при определенных условиях.

Список литературы

1. Несветаев Г.В. Бетоны. Ростов-на-Дону: Феникс, 2011. 381 с.

2. Neville A.M. Properties of Concrete. 5th ed. Harlow: Pearson Education Limited, 2011. 846 p. DOI: 10.1680/mac.13.00001.
3. Ежов В. Б. Технология бетона, строительных изделий и конструкций. Екатеринбург: УрФУ, 2014. 205 с.
4. ГОСТ 31108–2020. Цементы общестроительные. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2020. 25 с.
5. ГОСТ 8736–2014. Песок для строительных работ. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2015. 16 с.
6. ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. Москва: Издательство стандартов, 1994. 16 с.
7. ГОСТ 23732–2011. Вода для бетонов и строительных растворов. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2019. 17 с.
8. Баженов Ю.М. Технология бетона: учебник для студентов высших учебных заведений, обучающихся по строительным специальностям. 5-е изд. Москва: АСВ, 2011. 528 с.
9. ГОСТ 10181–2014. Смеси бетонные. Методы испытаний. Москва: Стандартинформ, 2015. 29 с.
10. ГОСТ 10180–2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. Москва: Стандартинформ, 2013. 36 с.
11. ГОСТ 26633–2015. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2016. 20 с.
12. Звездов А.И., Малинина Л.А., Руденко И.Ф. Технология бетона и железобетона в вопросах и ответах. М.: НИИЖБ, 2005. 446 с.
13. Abrams D.A. Design of Concrete Mixtures. Chicago: Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, 1919. 20 p.
14. Mehta P.K., Monteiro P.J.M. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. 4th ed. New York: McGraw-Hill Education, 2014. 704 p.
15. World Green Building Council. Making Concrete Change: Innovation in Low Carbon Cement and Concrete – London: WorldGBC, 2020. 40 p.

References

1. Nesvetaev G.V. Concretes. Rostov-on-Don: Phoenix, 2011, 381p.
2. Neville A.M. Properties of Concrete. 5th ed. Harlow: Pearson Education Limited, 2011, 846 p. DOI: 10.1680/mac.13.00001.
3. Yezhov V.B. Technology of Concrete, Building Products and Structures. Yekaterinburg: UrFU, 2014, 205 p.
4. State Standard 31108–2020. General Purpose Cements. Specifications. Moscow: Standartinform, 2020, 25 p.
5. State Standard 8736–2014. Sand for construction works. Specifications. Moscow: Standartinform, 2015, 16 p.
6. State Standard 8267–93. Crushed Stone and Gravel from Dense Rocks for Construction Work. Specifications. Moscow: Izdatel'stvo standartov, 1994, 16 p.

7. State Standard 23732–2011. Water for Concretes and Mortars. Specifications. Moscow: Standartinform, 2019, 17 p.
8. Bazhenov Yu.M. Concrete Technology: textbook for university students studying in construction specialties. 5th ed. Moscow: ASV, 2011, 528 p.
9. State Standard 10181–2014. Concrete Mixtures. Test Methods. Moscow: Standartinform, 2015, 29 p.
10. State Standard 10180–2012. Concretes. Methods for Strength Determination Using Control Specimens. Moscow: Standartinform, 2013, 36 p.
11. State Standard 26633–2015. Heavy and Fine-Grained Concretes. Specifications. Moscow: Standartinform, 2016, 20 p.
12. Zvezdov A.I., Malinina L.A., Rudenko I.F. Technology of Concrete and Reinforced Concrete in Questions and Answers. Moscow: NIIZhB, 2005, 446 p.
13. Abrams D.A. Design of Concrete Mixtures. Chicago: Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, 1919, 20 p.
14. Mehta P.K., Monteiro P.J.M. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. 4th ed. New York: McGraw-Hill Education, 2014, 704 p.
15. World Green Building Council. Making Concrete Change: Innovation in Low Carbon Cement and Concrete. London: WorldGBC, 2020, 40 p.

**Информация об авторах /
Information about the authors**

Дзапаров Марат Эдуардович*, аспирант, Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), г. Владикавказ, Россия

e-mail: marat.dzaparov.98@mail.ru.

ORCID: <https://orcid.org/0009-0001-2174-7512>

Marat E. Dzaparov*, Postgraduate Student, North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia

e-mail: marat.dzaparov.98@mail.ru.

ORCID: <https://orcid.org/0009-0001-2174-7512>

Еналдиева Мадина Анатольевна, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Начертательная геометрия и геодезия», Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), г. Владикавказ, Россия. ORCID: <https://orcid.org/0009-0000-3448-9260>

Madina A. Enaldieva, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Head of the Department of Descriptive Geometry and Geodesy, North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia. ORCID: <https://orcid.org/0009-0000-3448-9260>

Бигулаев Александр Александрович, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Теоретическая и прикладная механика», Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), г. Владикавказ, Россия

Aleksandr A. Bigulaev, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Head of the Department of Theoretical and Applied Mechanics, North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia

Баев Заурбек Аланович, магистрант, Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), г. Владикавказ, Россия. ORCID: <https://orcid.org/0009-0003-7376-5661>

Zaurbek A. Baev, master's Student, North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia. ORCID: <https://orcid.org/0009-0003-7376-5661>

**Автор, ответственный за переписку / Corresponding author*

УДК 391.33
EDN: EVABM

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2-\(634\)-19-33](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2-(634)-19-33)

П.Г. КОЗЛОВ¹, Н.А. АЮБОВ²

¹Дальневосточный федеральный университет, о. Русский, п. Аякс, 10, г. Владивосток, 690922, Российская Федерация

²Комплексный научно-исследовательский институт имени Х.И. Ибрагимов РАН, Старопромысловское шоссе, 21А, г. Грозный, 364020, Российская Федерация

ГЕОПОЛИМЕРНЫЕ БЕТОНЫ ИЗ ГИДРОУДАЛЕННЫХ ЗОЛОШЛАКОВЫХ ОТХОДОВ

Аннотация

Введение. Золоотвалы подвергают риску здоровье населения, а предприятия, вынужденные хранить золошлаковые отходы, несут значительные финансовые потери из-за негативного воздействия на окружающую среду, в свою очередь, золошлаковые отходы, после определенной подготовки, могут служить основой для производства конкурентоспособной бесцементной продукции строительного назначения, что является научной задачей.

Цель. Разработка научно обоснованного технологического решения получения геополимерных строительных материалов на основе гидроудаленных золошлаковых отходов тепловых электростанций.

Материалы и методы. Основой для геополимеров были ЗШО Владивостокской ТЭЦ-2, Приморской ГРЭС и Артёмовской ТЭЦ Приморского края. Для комплексного исследования сырьевых компонентов и разработанных материалов были применены современные методы: рентгенофазовый анализ, энергодисперсионный микроанализ, сканирующая электронная микроскопия, дифференциально-термический анализ, инфракрасная спектроскопия.

Результаты. Усовершенствовано технологическое решение предварительной подготовки золошлаковых отходов, на основе которых разработано инновационное геополимерное вяжущее. Разработана широкая номенклатура составов геополимерных бетонов путём различной комбинации продуктов утилизации золошлаковых отходов. В отличие от продуктов гидратации традиционных портландцементных бетонов, представленных основными структурообразующими новообразованиями гидросиликатов кальция, в разработанных геополимерах микроструктура составлена гидроалюмосиликатами кальция и натрия. В этом случае, атомы алюминия, встроенные в кристаллическую решетку гидратных новообразований, значительно упрочняют ее.

Выводы. Научно обоснована и экспериментально доказана эффективность применения золошлаковых отходов ТЭС в качестве источника для получе-

ния новых экологически безопасных геополимерных бетонов классов до В60 на сжатие и В_{тб}10,0 на растяжение при изгибе. Прочность при сжатии и изгибе разработанных материалов позволяет говорить об их конкурентоспособности по сравнению с традиционными портландцементными бетонами. Прочность при сжатии разработанных геополимеров в 2 раза превышает аналогичную характеристику для материалов на основе распространенного портландцемента ЦЕМ I 32,5Н и в 1,5 раза выше чем для высокопрочного ЦЕМ I 42,5Н.

Ключевые слова: геополимер, бетон, золошлаки, отходы, щелочная активация, прочность на сжатие, прочность на изгиб, состав

Для цитирования: Козлов П.Г., Аюбов Н.А. Геополимерные бетоны из гидроудаленных золошлаковых отходов // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634) С. 19–33 DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-19-33](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-19-33) . EDN: EVABM

Вклад авторов

Козлов П.Г. – концептуализация, проведение экспериментов, обработка результатов, написание статьи. Аюбов Н.А. – обработка результатов, написание статьи.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 20.03.26

Поступила после рецензирования 23.04.26

Принята к публикации 30.04.26

P.G. KOZLOV ¹, N.A. AYUBOV ²

¹Far Eastern Federal University, 10 Ajax Settlement, Russkiy Island, Vladivostok, 690922, Russian Federation

²Kh.I. Ibragimov Integrated Research Institute of the Russian Academy of Sciences,
21A Staropromyslovskoye Highway, Grozny, 364020, Russian Federation

GEOPOLYMER CONCRETE FROM HYDRO REMOVED COAL ASH

Abstract

Introduction. Ash dumps put public health at risk, and enterprises forced to store ash and slag waste incur significant financial losses due to the negative impact on the environment, in turn, bottom ash, after some preparation, can serve as the basis for the production of competitive cement-free construction products, which is a scientific task.

Aim. Development of a scientifically based technological solution for the production of geopolymer building materials based on hydro-removed ash and slag waste from thermal power plants.

Materials and methods. The basis for geopolymers were the combined heat and power plants of Vladivostok TPP-2, Primorskaya GRES and Artemovskaya TPP of Primorsky Krai. Modern methods were used for a comprehensive study of raw materials and developed materials: X-ray phase analysis, energy dispersion microanalysis, scanning electron microscopy, differential thermal analysis, and infrared spectroscopy.

Results. The technological solution for the preliminary preparation of ash and slag waste has been improved, on the basis of which an innovative geopolymer binder has been developed. A wide range of geopolymer concrete compositions has been developed through various combinations of ash and slag waste disposal products. Unlike the hydration products of traditional Portland cement concretes, which are represented by the main structure-forming neoplasms of calcium silicate hydrates, the microstructure in the developed geopolymers is composed of calcium and sodium hydroaluminosilicates. In this case, aluminum atoms embedded in the crystal lattice of hydrated neoplasms significantly strengthen it.

Conclusions. The effectiveness of using ash and slag waste from thermal power plants as a source for producing new environmentally friendly geopolymer concretes of classes up to B60 for compression and Btb10.0 for bending tension has been scientifically substantiated and experimentally proven. The compressive and flexural strength of the developed materials suggests their competitiveness in comparison with traditional Portland cement concretes. The compressive strength of the developed geopolymers is 2 times higher than the same characteristic for materials based on common Portland cement CEM I 32.5N and 1.5 times higher than for high-strength CEM I 42.5N.

Keywords: geopolymer, concrete, ash and slag, waste, alkaline activation, compressive strength, flexural strength, composition

For citation: Kozlov P.G., Ayubov N.A. Geopolymer concrete from hydro removed coal ash. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3(634), pp. 19–33 (In Russian) [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-19-33](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-19-33). EDN: EVABM

Authors contribution statements

Kozlov P.G. – conceptualization, experiments conducting, results processing, article writing.

Ayubov N.A. – results processing, article writing.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 20.03.26

Revised 23.04.26

Accepted 30.04.24

Введение

Сжигание угля на тепловых электростанциях (ТЭС) приводит к образованию значительного количества золошлаковых отходов (ЗШО), складываемых на полигонах и представляющих серьезную угрозу для окружающей среды (загрязнение воздуха, воды и почвы, а также разрушение природных ландшафтов) [1–2]. Многие полигоны расположены рядом с жилыми районами, подвергая риску здоровье населения, а предприятия, вынужденные хранить золошлаковые отходы, несут значительные финансовые потери из-за негативного воздействия на окружающую среду (НВОС), в свою очередь, золошлаковые материалы (ЗШМ), после определенной подготовки, могут служить основой для производства конкурентоспособной бесцементной продукции строительного назначения, что является научной задачей [3–4]. Геополимеры представляют собой перспективное направление в материаловедении, предлагая потенциальную замену портландцементу в бетонных смесях. Геополимеризация – это процесс отверждения алюмосиликатных материалов под действием щелочных активато-

ров с образованием трехмерной аморфной структуры [10–11]. Однако широкое внедрение геополимерного бетона в гражданское строительство сдерживается необходимостью высокотемпературной термообработки и сложностью контроля реологии смеси [1, 3, 5].

В таблице 1 приведен сравнительный обзор методов получения геополимеров [12–23], которые разнообразны и зависят от целевого применения, доступного сырья и требований к свойствам конечного продукта: щелочная активация – наиболее зрелая и промышленно применимая технология; 3D-печать и электрохимическая активация – перспективные «зелёные» направления; термические и гидротермальные методы позволяют получать материалы с уникальными свойствами; механохимическая активация и сухое прессование – эффективны для повышения качества и прочности.

Выбор метода определяется балансом между экономичностью, экологичностью, прочностью и технологичностью. В будущем ожидается интеграция этих подходов в гибридные процессы для создания «умных», устойчивых и функциональных материалов.

Таблица 1

Методы получения геополимеров

Table 1

Methods for producing geopolymers

Метод	Температура, °C	Преимущества	Недостатки	Область применения
Щелочная активация	20–90	Простота, высокая прочность	Агрессивные реагенты	Строительство, промышленность
Кислотная активация	20–80	Безопасность, биосовместимость	Низкая прочность	Медицина, покрытия
Термическое спекание	600–1200	Высокая термостойкость	Высокое энергопотребление	Огнеупоры, космические технологии
Сухое прессование	60–100	Высокая плотность	Требуется наличие пресса	Изделия специального назначения
3D-печать	20–80	Индивидуализация, сложные формы	Высокие требования к реологии	Медицина, архитектура
Электрохимический	20–60	«Зелёный» процесс	Экспериментальный	Перспективные технологии
Механохимический	20–60	Повышение активности	Энергозатраты на помол	Модификация сырья

В настоящее время геополимеры находятся в начале своего развития, поэтому наиболее эффективной является традиционная технология – щелочной активации. При этом, перспективным представляется развитие не в направлении усложнения технологии, а, наоборот, в снижении трудоемкости, материалоемкости, себестоимости и экологической нагрузки. Обзор мировой научной литературы выявил существенный пробел в изучении механизмов структурообразования геополимерных строительных материалов на основе гидроудаленных золошлаковых отходов.

Объектом исследования являются золошлаковые отходы, генерируемые в результате сжигания твер-

дого топлива на тепловых электростанциях и, после гидроудаления, складываемые на полигонах.

Предметом исследования является получение геополимерных строительных материалов при много-тоннажной утилизации золошлаковых отходов.

Цель работы: Разработка научно обоснованного технологического решения получения геополимерных строительных материалов на основе гидроудаленных золошлаковых отходов теплоэлектростанций.

Материалы и методы исследований

Основой для геополимеров были ЗШО Владивостокской ТЭЦ-2, Приморской ГРЭС и Артёмовской ТЭЦ Приморского края (таблица 2, рис. 1, 2).

Таблица 2

Химический состав применяемых золошлаковых отходов, мас. %

Table 2

Chemical composition of the ash and slag waste used, wt. %

ТЭС	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	CaO _{св}	MgO	SO ₃	TiO ₂	K ₂ O	др.	п.п.п.*
Артемовская ТЭЦ	52,3 ±0,3	21,5 ±0,4	6,1 ±0,4	4,4 ±0,2	0,6 ±0,06	1,6 ±0,9	0,5 ±0,1	0,4 ±0,06	1,1 ±0,1	1,9 ±0,2	9,6 ±0,5
Владивостокская ТЭЦ-2	51,0 ±0,6	23,1 ±0,5	5,8 ±0,3	4,3 ±0,6	0,5 ±0,03	1,5 ±0,8	0,4 ±0,1	0,6 ±0,04	0,9 ±0,1	1,7 ±0,2	10,2 ±0,4
Приморская ГРЭС	51,2 ±0,7	21,0 ±0,5	6,4 ±0,6	4,5 ±0,1	0,4 ±0,06	1,7 ±0,7	0,6 ±0,1	0,3 ±0,06	1,2 ±0,5	2,1 ±0,3	10,6 ±0,6

*Потери при прокаливании представлены недожженным углем (углеродом) и другими примесями

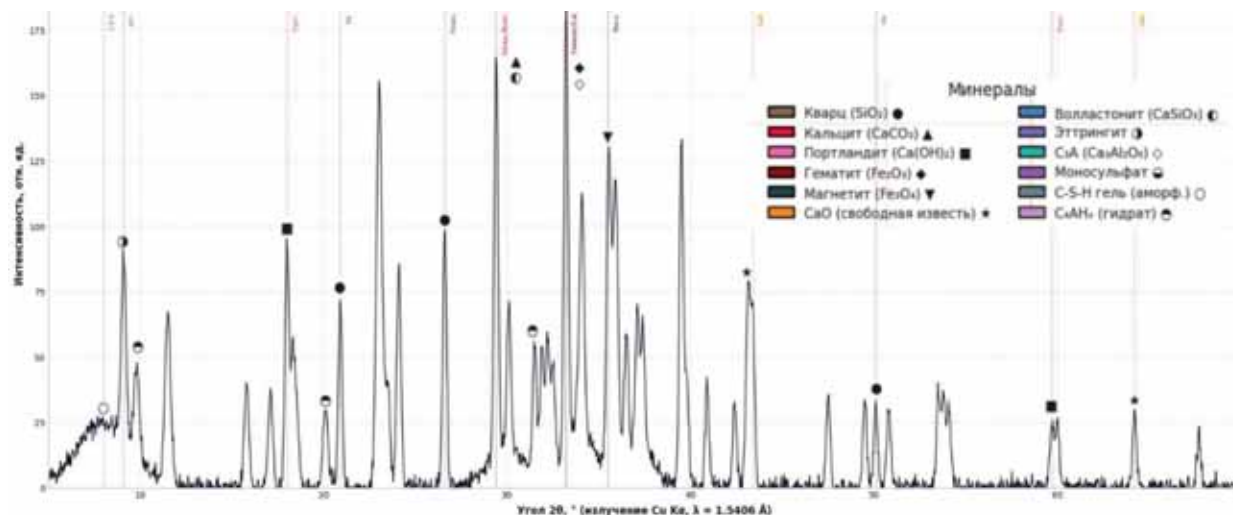


Рис. 1. Результаты РФА золошлаковых отходов Владивостокской ТЭЦ-2

Fig. 1. XRF results of ash and slag waste from Vladivostok CHPP-2

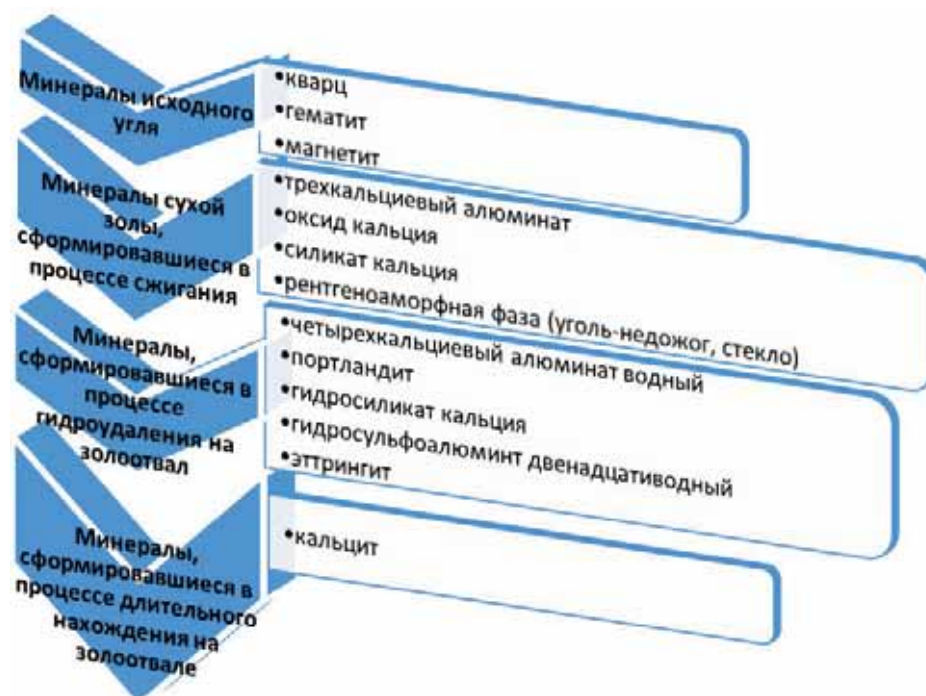


Рис. 2. Генезис минералов гидроудаленных золошлаковых отходов

Fig. 2. Genesis of minerals of hydro-removed ash and slag waste

Результаты рентгенофазового анализа исходных гидроудаленных золошлаковых отходов свидетельствуют о следующем:

- высокая интенсивность кварца (26,6°) характеризует большое содержание инертной фазы, потенциально снижающей реакционную способность гидроудаленных золошлаковых отходов;

- преобладание портландита (18,0°) перед кальцитом (29,4°) характерно для активной гидратации гидроудаленных золошлаковых отходов с минимальной карбонизацией;

- наличие свободного CaO (32,2°, 43,4°) приводит к риску деструктивных расширений в бетоне, поэтому требует контроля.

- этtringит (9,1°) без моносulfата показывает достаточное содержание sulfатов, является стабильной системой.

- широкий пик C-S-H (~8°) характеризует наличие аморфной вяжущей фазы; чем шире и выше – тем больше геля.

В качестве щелочного активатора использовался гидроксид натрия (каустическая сода) производства

Zhongtai Chemical (KHP) в форме гранул (NaOH с чистотой 98 %) плотность: около 2,13 г/см³ при 20°C. Второй компонент активатора (жидкое стекло) получен из золошлаковых отходов.

Для затворения бетонных смесей применялась питьевая вода местных трубопроводов г. Владивостока (pH = 6,5, жесткость – 0,5 мг-экв/л).

В качестве мелкого заполнителя использовалось сырье схожей гранулометрии (таблицы 3–5): природный полифракционный кварцевый песок Раздольненского месторождения (Приморский край) с удельным весом 2,54 и техногенный песок, полученный из золошлаковых отходов, с удельным весом 1,59.

Для комплексного исследования сырьевых компонентов и разработанных материалов были применены современные методы: рентгенофазовый анализ, энергодисперсионный микроанализ, сканирующая электронная микроскопия, дифференциально-термический анализ, инфракрасная спектроскопия. Физико-механические свойства разработанных геополимеров оценивались по средней плотности, а также прочности на сжатие и на изгиб.

Таблица 3

Физические свойства заполнителя

Table 3

Physical properties of the filler

Свойства	Природный	Техногенный
Насыпная плотность в естественном состоянии	1440±4 кг/м ³	944±2 кг/м ³
Насыпная плотность в уплотненном состоянии	1600±5 кг/м ³	1060±3 кг/м ³
Удельный вес	2,54±0,02	1,57±0,01
Пустотность в естественном состоянии	0,79±0,01	0,80±0,01
Пустотность в уплотненном состоянии	0,84±0,01	0,83±0,01
Пористость в естественном состоянии	0,47±0,01	0,51±0,01
Пористость в уплотненном состоянии	0,46±0,01	0,45±0,01

Таблица 4

Химический состав природного и техногенного заполнителя

Table 4

Chemical composition of natural and man-made aggregates

Заполнитель	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	CaO _{св}	MgO	SO ₃	TiO ₂	K ₂ O + Na ₂ O	др.
Природный	97,6	1,5	0,4	0,1	-	0,1	-	0,1	0,2	-
Техногенный	60,9–61,5	25,4–28,1	0,8–1,4	4,3–4,5	0,2–0,3	1,5–1,7	0,4–0,6	0,3–0,6	0,9–1,2	1,7–2,1

Таблица 5

Минеральный состав природного и техногенного заполнителя

Table 5

Mineral composition of natural and man-made aggregates

Заполнитель	кварц	каолинит	гематит	доломит	муллит	периклаз	рутил	др.
Природный	96,2	2,5	0,4	0,3	0,3	0,1	0,1	0,1
Техногенный	55,9–56,5	30,4–33,1	1,3–1,9	3,8–4,0	0,4–0,5	1,3–1,5	0,2–0,7	0,2

Результаты и их обсуждение

Предлагаемая авторами технология предварительной подготовки ЗШМ является усовершенствованием разработок лаборатории использования вторичных ресурсов Дальневосточного федерального университета (канд. хим. наук А.В. Таскин [24], канд.

ванием разработок лаборатории использования вторичных ресурсов Дальневосточного федерального университета (канд. хим. наук А.В. Таскин [24], канд.

техн. наук Ю.Л. Лисейцев [25], канд. техн. наук И.И. Панарин [26]) (таблица 6). В отличие от ранее созданных технологических решений, авторами впервые разработана технология получения геополимерных материалов из гидроудаленных золошлаковых отходов.

Переработка золошлаковых отходов представляет собой сложную задачу, связанную с тем, что значительная часть ценных компонентов, таких как алюминий и кремний, заключена в кристаллической решетке муллита – весьма устойчивого алюмосиликата, отличающегося высокой химической инертностью. Для решения этой задачи в нашем исследовании создан инновационный метод, состоящий из двух этапов и значительно повышающий эффективность получения

алюмосиликатного геополимерного вяжущего из золошлаковых материалов. Первый этап этого метода заключается в обработке щелочью. Золошлаковые материалы подвергаются воздействию раствора каустической соды (гидроксид натрия NaOH) – сильного щелочного соединения. Для активации предварительно подготовленных золошлаковых материалов в сухой пластиковой ёмкости перемешаны золошлаковые материалы и каустическая сода в разных пропорциях. В связи с тем, что прекурсор (золошлаковые материалы, предварительно подготовленные по авторской технологии) является новым и не исследованным, необходимо подобрать рациональное соотношение компонентов для максимальной активации (таблица 7).

Таблица 6

Сравнение результатов авторов по предварительной подготовке золошлаковых материалов с аналогами

Table 6

Comparison of the authors' results on the preliminary preparation of ash and slag materials with similar results

Технологический этап	Результаты А.В. Таскина [24]	Результаты Ю.Л. Лисейцева [25]	Результаты И.И. Панарина [26]	Результаты авторов
Дезагрегация с сепарацией	< 0,045 мм	< 0,1 мм	< 0,16 мм	0,045 – 0,325 мм
Удаление недожога	Флотация – 1500 об/мин, 12 мин	Флотация – 1500 об/мин, 10 мин	Флотация – 1700 об/мин, 7 мин	Флотация – 1500 об/мин, 3–5 мин
Магнитная сепарация	0,4 Тл, 7 мин	0,5 Тл, 5 мин	0,6 Тл и 0,4 Тл по 2,5 мин	0,3–0,6 Тл и 0,1–0,3 Тл 5 мин
Сушка	350°C, 55 мин	300°C, 60 мин	250°C, 50 мин	150°C, 1 час

Таблица 7

Пропорции разработанных составов, мас. доли

Table 7

Proportions of the developed compositions, mass fractions

Состав	ЗШМ	NaOH	H ₂ O
1	1	3	5
2	1	2	4
3	2	2	7

Полученная сухая вяжущая смесь является инновационной и перспективной. Это подтверждается тем, что в отличие от традиционных классических составов геополимеров, где щелочь добавляется на этапе окончательного смешивания компонентов, полученный материал является готовым к применению без сложных и опасных технологических процессов («просто добавь воды»).

Жидкая фаза полученного в автоклаве раствора подлежит дальнейшей обработке соляной кислотой для получения диоксида кремния (четвертый побочный продукт).

Поскольку геополимерный бетон является новым (малоисследованным) строительным материалом, у него нет стандартного состава смеси. Из анализа литературы известно, что при проектировании геопо-

лимера заполнитель принят около 70 % от всей бетонной смеси по массе. Зная плотность бетона, можно получить объединённую массу щелочной жидкости и золошлаковые материалы.

Для определения соотношения смеси для различных марок геополимерного бетона применяется метод математического планирования экспериментов (совокупность статистических и математических процедур, направленных на рациональный выбор условий проведения экспериментов с целью установления количественных зависимостей между факторами и откликом, минимизации числа опытов и повышения достоверности получаемых моделей), в котором варьировались 3 переменные (молярность (концентрация раствора гидроксида натрия, который применялся при автоклавировании золошлаковых материалов), добавление кремнезема, полученного по разработанной технологии и уровень замещения песка на предварительно подготовленные золошлаковые материалы в качестве заполнителя) (таблица 8). Варьируемые переменные выбраны на основе анализа литературы и предварительных исследований авторов.

Таблица 8

Разработанные составы геополимеров, мас. %

Table 8

Developed geopolymer compositions, wt. %

Маркировка образцов	Компоненты					Молярность осадка автоклавирования
	Осадок автоклавирования	ЗШМ	Песок	Кремнезем	Вода	
Г1	15	0	70	0	12	6
Г2	14,5	0	70	0,5	14	4
Г3	15	0	70	0	14	4
Г4	14,5	0	70	0,5	10	8
Г5	14	35	35	1	12	6
Г6	14	35	35	1	10	8
Г7	14	70	0	1	14	4
Г8	15	70	0	0	10	8

Структурообразование разработанных композиций можно оценить по динамике уплотнения на протяжении нормативного срока твердения (и даже за его пределами).

Сравнивая массу одинаковых объемов различных сырьевых смесей, видим, что основное влияние на нее оказывает наиболее высокоплотный материал – песок (таблица 9).

Таблица 9

Плотность геополимеров в различные сроки твердения, кг/м³

Table 9

Density of geopolymers at various curing times, kg/m³

Маркировка образцов	Сырьевая смесь	1 сутки	7 суток	14 суток	28 суток	56 суток
Г1А	2176	2182±3	2375±7	2429±5	2498±10	2515±11
Г1В	2180	2186±5	2381±9	2434±8	2502±9	2519±10
Г1П	2178	2184±6	2377±5	2431±8	2500±10	2517±9
Г2А	2176	2185±8	2375±8	2433±7	2505±7	2523±8
Г2В	2180	2188±3	2379±4	2436±6	2509±8	2517±11
Г2П	2178	2186±7	2379±7	2434±5	2507±7	2525±10
Г3А	2175	2183±8	2376±9	2431±8	2503±9	2521±8
Г3В	2179	2186±5	2378±5	2434±6	2507±8	2525±11
Г3П	2177	2184±6	2376±8	2432±9	2505±7	2523±8
Г4А	2176	2184±4	2373±6	2432±7	2504±8	2522±9
Г4В	2180	2187±3	2381±7	2435±5	2508±10	2526±10
Г4П	2178	2185±6	2377±9	2433±8	2506±7	2524±9
Г5А	1876	1885±7	2077±5	2133±7	2205±8	2223±8
Г5В	1880	1888±5	2079±4	2136±6	2209±9	2227±11
Г5П	1878	1886±8	2079±8	2134±9	2207±7	2225±9
Г6А	1878	1887±7	2077±7	2135±8	2207±8	2227±10
Г6В	1882	1890±8	2083±5	2138±9	2211±7	2229±8
Г6П	1880	1888±3	2079±9	2136±5	2209±10	2227±9
Г7А	1577	1586±7	1778±7	1834±9	1906±7	1924±9
Г7В	1581	1589±6	1780±6	1837±7	1910±8	1928±11
Г7П	1579	1587±4	1780±8	1835±9	1908±9	1926±9
Г8А	1577	1586±6	1776±6	1832±6	1904±8	1922±10
Г8В	1581	1587±5	1782±7	1835±5	1908±7	1926±9
Г8П	1579	1585±3	1778±9	1834±8	1906±10	1924±11

Примечание: последние буквы в маркировке образцов обозначают ТЭС, с которой взяты ЗШО: А – Артемовская ТЭС, В – Владивостокская ТЭС-2, П – Приморская ГРЭС

С точки зрения структурообразования экспериментальные результаты динамики уплотнения можно объяснить следующим образом. В индукционный период и при начале гелеобразования (1 сутки) происходит быстрое растворение алюмосиликатного сырья в щелочном активаторе с высвобождением ионов Si^{4+} и Al^{3+} . Начинается поликонденсация с образованием кремнезёмисто-алюминатных олигомеров (Si-O-Al связей). Материал находится в пластичном состоянии, затем начинает загустевать. Плотность начинает увеличиваться за счёт уменьшения пористости и начала коагуляции.

На следующем этапе (интенсивная гелеобразующая и конденсационная стадия) происходит активное формирование трёхмерной геополимерной сети (N-A-S-H гель – натриевый алюмосиликатный гидрат). Отмечается снижение щелочности и стабилизация pH. Материал твердеет, объёмная усадка может быть незначительной. Поры начинают заполняться гелевой фазой, поэтому плотность значительно растёт (до $\sim 200 \text{ кг/м}^3$ от исходной смеси).

К 14 суткам завершается активная геополимеризация – основная масса гелеобразной фазы уже сформирована. Происходит «созревание» структуры – перестройка и уплотнение гелевой сети. Плотность продолжает расти, но медленнее. Уменьшается количество макро- и микропор.

К 28 суткам происходит стабилизация структуры – геополимеризация практически завершена. Возможны медленные постконденсационные процессы. Структура становится плотной и однородной. Остаточная пористость (а значит, и плотность) практически достигает минимума. При дальнейшем долгосрочном структурном «созревании» (до 56 суток) отмечаются очень медленные процессы уплотнения и рекристаллизации (частичная кристаллизация цеолитоподобных фаз). Плотность может незначительно увеличиться (на 1 %) за счёт дальнейшего уплотнения. В некоторых случаях – стабилизация или даже незначительное снижение плотности из-за микроусадки или образования микротрещин.

Типичным продуктом реакции геополимеризации является полученный затвердевший материал, микро-

структура которого представляет собой плотную упаковку цеолитоподобных новообразований (рис. 3). Морфологические особенности микроstructures изучались на растровом электронном микроскопе (РЭМ) Tescan MIRA3, позволяющим осуществлять энергодисперсионную спектроскопию. Ускоряющее напряжение – до 30 кВ. Разрешение – до 1 нм. Детекторы: SE (вторичные электроны) – для рельефа; BSE (обратно рассеянные электроны) – для фазового контраста; EDS-детектор (энергодисперсионный) – для элементного анализа. При использовании РЭМ визуализировано распределение частиц, выявлено наличие дефектов и изучен механизм взаимодействия компонентов.

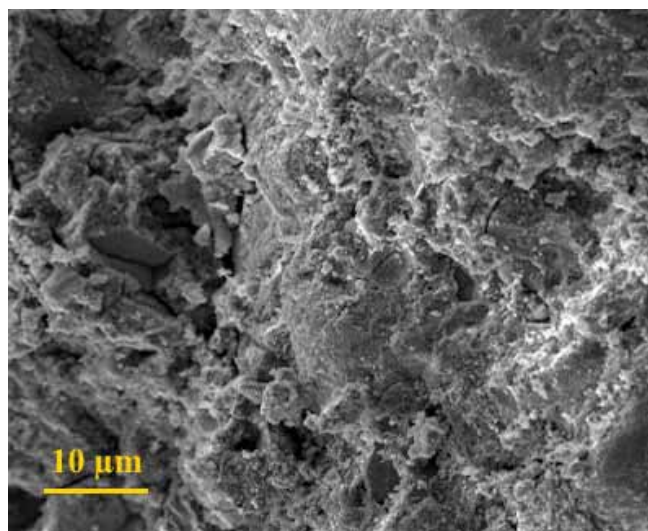


Рис. 3. Микроструктура разработанных геополимеров в возрасте 28 суток (образец Г5А)

Fig. 3. Microstructure of the developed geopolymers at the age of 28 days (sample G5A)

Микроструктурный энергодисперсионный анализ подтверждает присутствие гидросиликатных тоберморитоподобных соединений, гидроалюмосиликатов кальция и натрия типа C-A-S-H и N-A-S-H (рис. 4).

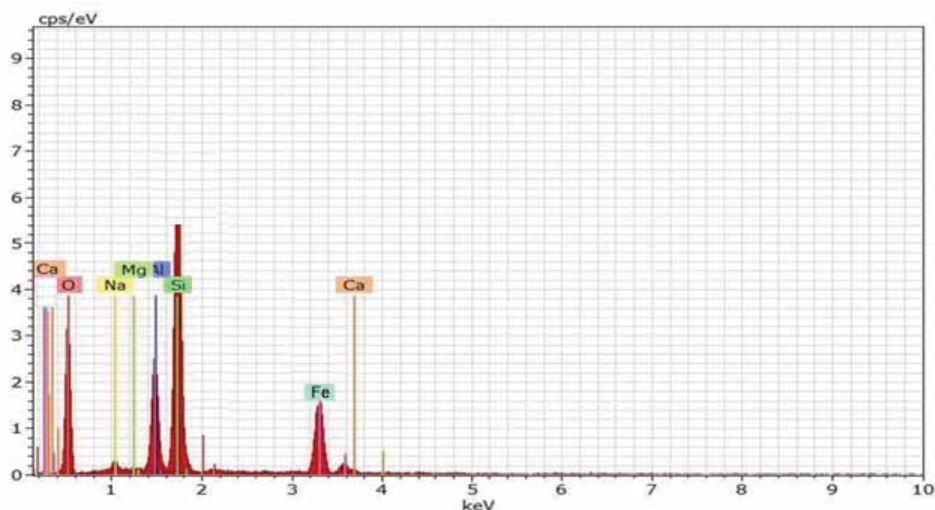


Рис. 4. Микроструктурный энергодисперсионный анализ разработанных геополимеров в возрасте 28 суток (образец Г1В)

Fig. 4. Microstructural energy dispersive analysis of the developed geopolymers at the age of 28 days (sample G1B)

Эти же результаты подтверждаются исследованиями методом РФА (рис. 5), показывающими эффективность структурообразования геополимеров, представленных различными алюминатными соединениями.

Результаты дифференциально-термического анализа показаны на рис. 6, где две очевидные области потери массы сосредоточены при 20–220°C и 670–680°C. Испарение физически адсорбированной воды или не прореагировавшей свободной воды происходит в нижней области около 100°C. Для разработанных геополимеров потери массы около 20–220°C в основном связаны с разложением продуктов гидратационного геля. Комплексные исследования (СЭМ, ЭДС, РФА, ДТА, ИК-спектроскопия) показывают преимущественно наличие гелей Ca(Na)-A-S-H, обеспечивающих прочность матрицы. Другой очевидный диапазон дифференциального термического анализа – около 675°C, что объясняется разложением карбонатной фазы.

На рис. 7 представлены характерные пики инфракрасного спектра как для золошлаковых материалов, так и для геополимеров.

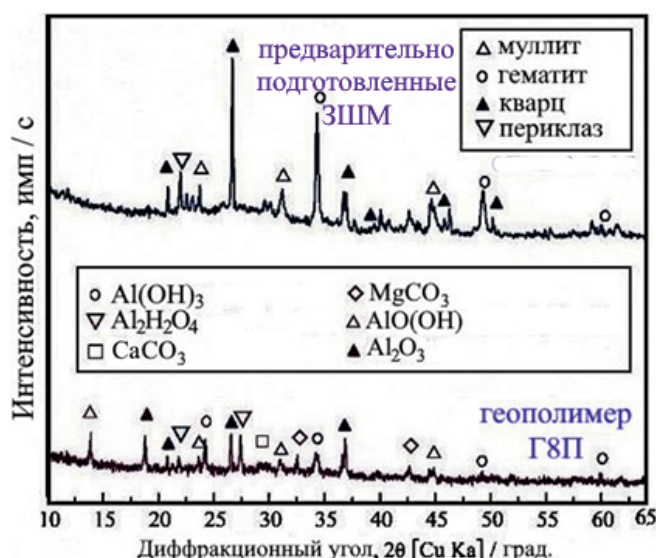


Рис. 5. Рентгенофазовый анализ разработанных геополимеров в возрасте 28 суток в сравнении с исходными золошлаковыми материалами

Fig. 5. X-ray phase analysis of the developed geopolymers at the age of 28 days in comparison with the original ash and slag materials

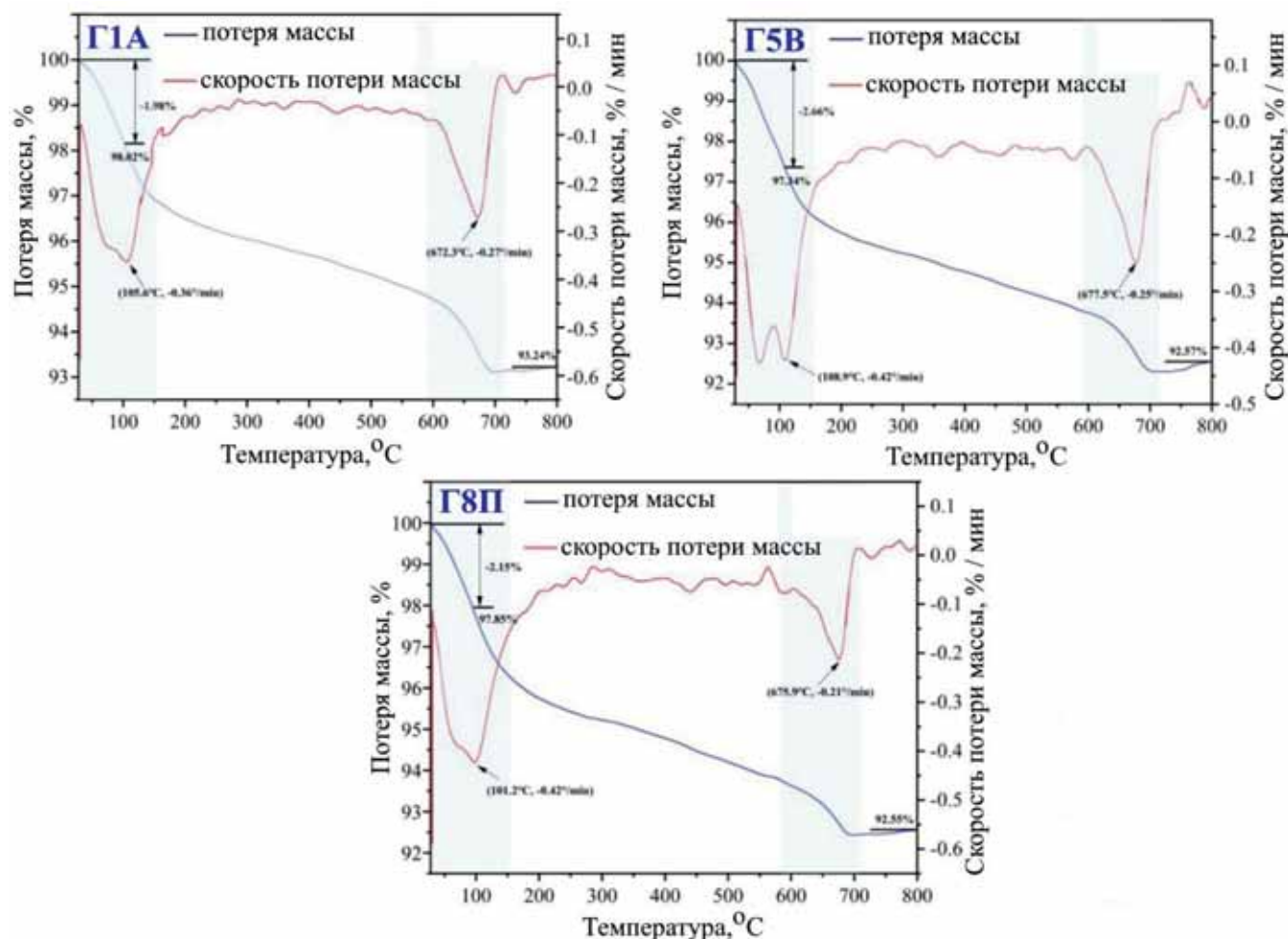


Рис. 6. Результаты дифференциально-термического анализа разработанных геополимеров

Fig. 6. Results of differential thermal analysis of the developed geopolymers

Присутствие функциональных групп, принадлежащих природному цеолиту, соответствующему геополимеру и предварительно подготовленным золошлаковым материалам, подтверждается анализом спектров. ИК-спектры золошлаковых материалов и разработанных геополимеров были интерпретированы с использованием установленных соотношений для алюмосиликатных каркасов.

Широкая полоса в области $3200 - 3440 \text{ см}^{-1}$ относится к валентным колебаниям О-Н и N-H (водородно-связанные гидроксилы). Поглощение в области $1020 - 1100 \text{ см}^{-1}$ согласуется с асимметричным растяжением связи Si-O-(Al/Si), типичным для геополимерных гелей. Полоса в области $1320 - 1390 \text{ см}^{-1}$ может быть отнесена к колебаниям карбоната. Полоса пропускания в диапазоне от 550 см^{-1} до 1037 см^{-1} представляет собой симметричное растяжение связи (Si-O-Si и Al-O-Si) кристаллических и аморфных алюмосиликатов. Полосы около 690 см^{-1} и 799 см^{-1} соответствуют симметричным валентным колебаниям (Si-O-Si), в этих диапазонах предполагается присутствие кварца, тогда как в диапазоне $883-1425 \text{ см}^{-1}$ наблюдается полоса пропускания, представляющая собой валентные колебания связи O-C-O карбоната.

Наконец, в полосе пропускания более 3000 см^{-1} это соответствует растяжению гидроксильной группы, которая, как предполагается, соответствует гидроксидам, используемым в качестве активаторов геополимеров или поверхностных вод.

Таким образом, выявлен механизм структурообразования щелочеактивированных материалов с применением различных продуктов предварительно подготовленных золошлаковых материалов. В отличие от продуктов гидратации традиционных портландцементных бетонов, представленных основными структурообразующими новообразованиями алюминатов и гидросиликатов кальция, в разработанных геополимерах микроструктура составлена гидроалюмосиликатами кальция и натрия. В этом случае, атомы алюминия, встроенные в кристаллическую решетку гидратных новообразований, значительно упрочняют ее.

Характеристики прочности при сжатии соответствуют динамике уплотнения, приведенной в предыдущем разделе. Отмечается высокая ранняя прочность: в первые сутки образцы распалубиваются, а во вторые – залитая конструкция уже вполне выдерживает свой вес и готова к щадящей эксплуатации, показывая значения прочности при сжатии в диапазоне $7,2 - 14,3 \text{ МПа}$ в зависимости от состава. Образцы с кварцевым песком вполне закономерно показывают более высокую прочность, однако даже при полном замещении природного заполнителя предварительно подготовленными золошлаковыми материалами ранняя прочность отличается всего лишь на $1-2 \text{ МПа}$ (таблица 10).

В дальнейшие сроки упрочнения эта тенденция сохраняется, достигая в марочном возрасте $67,3 \text{ МПа}$. И, как было установлено в предыдущем раз-

деле относительно плотности, упрочнение так же продолжается и дальше, правда заметно снижая свою интенсивность. Здесь отмечается интересная тенденция: образцы Г1–Г4 с использованием природного кварцевого песка с 28 до 56 суток повышают значения предела прочности при сжатии от 1 до 3 МПа, а при использовании малопесчаных или беспесчаных заполнителей (образцы Г4–Г6) упрочнение на этом этапе идет вдвое интенсивнее – от 4 до 6 МПа. Это доказывает факт того, что золошлаковый заполнитель выступает также в роли активного структурообразующего компонента (наполнителя).

Аналогичная тенденция, как и для прочности при сжатии, отмечается и для прочности при изгибе (таблица 11). Разработанные образцы во все сроки твердения показывают высокие прочностные характеристики (до $10,5 \text{ МПа}$). Общее для всех геополимерных бетонов то, что в отличие от традиционного портландцементного бетона, который является хрупким материалом (прочность на изгиб ниже прочности на сжатие до 10 раз), здесь это отношение составляет $1:6-1:7$, что еще раз подтверждает эффективность разработанных материалов.

Внешний вид образцов после испытания предельной разрушающей нагрузкой на изгиб, приведен на рис. 8.

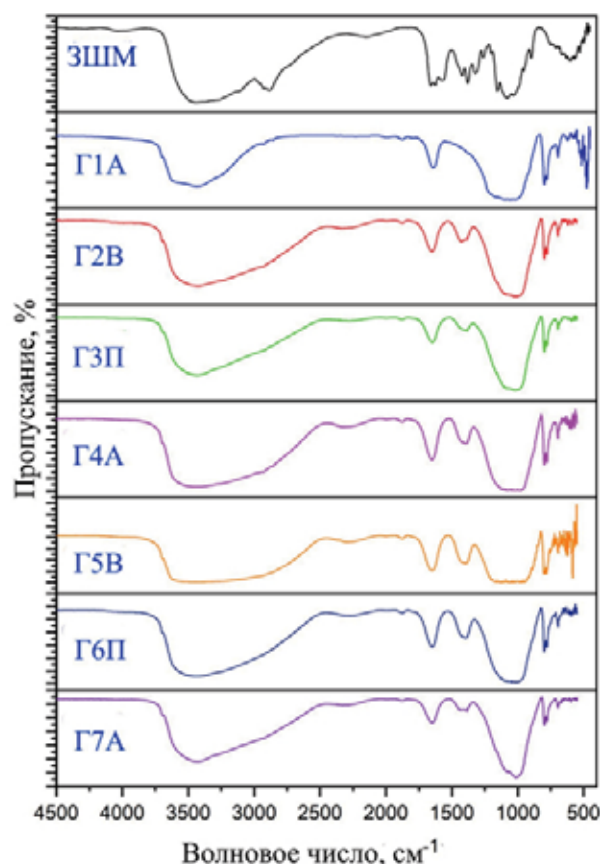


Рис. 7. ИК-спектр разработанных геополимеров в возрасте 28 суток с сравнением с исходными золошлаковыми материалами
Fig. 7. IR spectrum of the developed geopolymers at the age of 28 days in comparison with the original ash and slag materials



Рис. 8. Внешний вид образцов после испытания предельной разрушающей нагрузкой на изгиб

Fig. 8. Appearance of samples after testing with ultimate breaking load in bending

Характер разрушения образцов показывает их монолитную микроструктуру, что говорит об эффективности управления структурообразованием.

Таким образом, научно обоснована и экспериментально доказана эффективность применения золошлаковых отходов ТЭС в качестве источника для получения новых экологически безопасных геополимерных бетонов классов до В60 на сжатие и В_{тб}10,0 на растяжение при изгибе. Прочность при сжатии и изгибе разработанных материалов позволяет говорить об их конкурентоспособности по сравнению с традиционными портландцементными бетонами. Прочность при сжатии разработанных геополимеров в 2 раза превышает аналогичную характеристику для материалов на основе распространенного портландцемента ЦЕМ I 32,5Н и в 1,5 раза выше чем для высокопрочного ЦЕМ I 42,5Н. Общее для всех геополимерных бетонов то, что в отличие от традиционного портландцементного бетона, который является хрупким материалом (прочность на изгиб ниже прочности на сжатие до 10 раз), здесь это отношение составляет 1:6–1:7, что еще раз подтверждает эффективность разработанных материалов.

Таблица 10

Прочность при сжатии геополимеров в различные сроки твердения, МПа

Table 10

Compressive strength of geopolymers at different curing times, MPa

Маркировка образцов	2 суток	7 суток	14 суток	28 суток	56 суток
Г1А	9,1±0,1	21,2±0,5	28,3±0,6	40,9±0,61	42,2±0,7
Г1В	9,1±0,2	21,3±0,6	28,2±0,6	41,0±0,61	42,5±0,7
Г1П	9,2±0,2	21,4±0,4	28,0±0,7	41,1±0,7	42,1±0,8
Г2А	11,2±0,3	28,9±0,6	37,4±0,6	50,4±0,6	52,3±0,7
Г2В	11,1±0,3	29,0±0,5	37,3±0,6	50,5±0,6	52,5±0,6
Г2П	11,3±0,4	28,8±0,7	37,5±0,7	50,3±0,7	52,4±0,8
Г3А	8,1±0,1	17,2±0,4	23,3±0,4	35,9±0,44	37,1±0,5
Г3В	8,1±0,2	17,3±0,2	23,2±0,2	35,0±0,2	37,2±0,17
Г3П	8,2±0,2	17,4±0,3	23,0±0,2	35,1±0,2	37,1±0,27
Г4А	10,3±0,2	23,8±0,6	32,5±0,6	43,3±0,6	47,4±0,62
Г4В	10,2±0,3	23,9±0,6	32,6±0,61	43,3±0,61	47,3±0,27
Г4П	10,4±0,3	23,7±0,4	32,4±0,44	43,5±0,44	47,5±0,44
Г5А	14,2±0,4	34,9±0,8	48,4±0,79	62,4±0,79	67,3±0,8
Г5В	14,1±0,5	35,0±0,6	50,3±0,61	59,5±0,61	65,5±0,61
Г5П	14,3±0,4	35,8±0,7	49,5±0,6	60,4±0,6	66,4±0,62
Г6А	13,2±0,5	33,9±0,7	44,4±0,7	56,4±0,7	62,3±0,7
Г6В	13,1±0,4	31,0±0,8	46,3±0,8	55,5±0,8	61,5±0,7
Г6П	13,3±0,3	34,8±0,6	45,5±0,7	57,4±0,7	63,4±0,8
Г7А	12,2±0,4	30,9±0,5	41,4±0,52	52,4±0,52	57,3±0,53
Г7В	12,1±0,3	29,0±0,4	43,3±0,27	53,5±0,27	57,5±0,27
Г7П	12,3±0,4	28,8±0,5	42,5±0,52	51,4±0,52	57,4±0,53
Г8А	7,0±0,2	15,2±0,1	20,3±0,1	27,9±0,6	32,1±0,1
Г8В	7,1±0,3	15,3±0,3	20,2±0,4	28,0±0,4	32,2±0,53
Г8П	7,2±0,1	15,4±0,2	20,0±0,2	28,1±0,2	32,1±0,44

Таблица 11

Прочность при изгибе геополимеров в различные сроки твердения, Мпа

Table 11

Bending strength of geopolymers at different curing times, MPa

Маркировка образцов	2 суток	7 суток	14 суток	28 суток	56 суток
Г1А	1,3±0,06	3,5±0,18	4,0±0,20	6,9±0,36	7,2±0,36
Г1В	1,3±0,06	3,5±0,18	4,2±0,21	6,9±0,35	7,5±0,37
Г1П	1,4±0,07	3,4±0,17	4,0±0,20	6,9±0,35	7,1±0,35
Г2А	1,9±0,09	3,9±0,19	5,4±0,27	7,1±0,35	7,3±0,36
Г2В	1,8±0,09	4,0±0,20	5,3±0,27	7,1±0,35	7,5±0,37
Г2П	1,9±0,09	3,8±0,19	5,5±0,27	7,2±0,36	7,4±0,36
Г3А	1,2±0,06	2,8±0,14	3,9±0,20	5,1±0,25	6,1±0,30
Г3В	1,2±0,06	2,8±0,14	3,9±0,20	5,0±0,25	6,2±0,31
Г3П	1,3±0,06	2,8±0,14	3,9±0,20	5,1±0,25	6,1±0,30
Г4А	1,5±0,06	3,8±0,19	4,1±0,20	6,1±0,30	7,9±0,39
Г4В	1,4±0,07	3,9±0,19	4,2±0,21	6,1±0,30	7,9±0,39
Г4П	1,5±0,07	3,7±0,18	4,3±0,21	6,2±0,31	7,9±0,39
Г5А	2,3±0,10	4,9±0,24	8,1±0,46	10,4±0,52	10,5±0,52
Г5В	2,2±0,11	5,0±0,25	8,3±0,41	10,3±0,52	10,5±0,52
Г5П	2,3±0,11	5,1±0,25	8,5±0,42	10,4±0,52	10,5±0,52
Г6А	2,2±0,10	4,9±0,24	6,4±0,32	9,8±0,49	10,3±0,52
Г6В	2,1±0,10	4,8±0,24	6,3±0,32	9,7±0,48	10,5±0,53
Г6П	2,3±0,11	4,8±0,24	6,5±0,32	9,8±0,49	10,4±0,52
Г7А	2,2±0,11	3,9±0,19	6,9±0,33	8,6±0,43	9,9±0,49
Г7В	2,1±0,10	4,0±0,17	7,0±0,35	8,5±0,42	9,9±0,49
Г7П	2,3±0,11	3,8±0,19	7,0±0,32	8,4±0,42	9,8±0,49
Г8А	1,0±0,05	2,2±0,11	3,3±0,32	4,9±0,44	5,8±0,28
Г8В	1,1±0,05	2,3±0,11	3,2±0,20	4,0±0,40	5,8±0,59
Г8П	1,2±0,06	2,4±0,12	3,0±0,15	4,1±0,20	5,6±0,58

Заклучение

1. Усовершенствовано технологическое решение предварительной подготовки золошлаковых отходов (включающее дезинтеграцию с сепарацией фракции 0,045–0,325 мм, гидроклассификацию, флотацию, двухстадийную магнитную сепарацию и сушку), которые по своему химическому составу способны стать эффективной основой для геополимерного вяжущего.

2. Разработано инновационное геополимерное вяжущее из предварительно подготовленных золошлаковых материалов. В отличие от традиционных геополимерных систем, требующих введения едкой щёлочи на стадии приготовления рабочей смеси, разработанный материал готов к использованию – для активации достаточно лишь добавить воду, что исключает необходимость в сложных, энергоёмких и потенциально опасных технологических операциях.

3. Методом математического планирования экспериментов разработана широкая номенклатура

составов геополимерных бетонов путём различной комбинации продуктов утилизации золошлаковых отходов, при этом лучшим методом уплотнения признано вибрирование с частотой 1000 об/мин в течение 1 минуты.

4. Выявлен механизм структурообразования щелочеактивированных материалов с применением различных продуктов предварительно подготовленных золошлаковых материалов. В отличие от продуктов гидратации традиционных портландцементных бетонов, представленных основными структурообразующими новообразованиями гидросиликатов кальция, в разработанных геополимерах микроструктура составлена гидроалюмосиликатами кальция и натрия. В этом случае, атомы алюминия, встроенные в кристаллическую решетку гидратных новообразований, значительно упрочняют ее.

5. Научно обоснована и экспериментально доказана эффективность применения золошлаковых отходов ТЭС в качестве источника для получения новых

экологически безопасных геополимерных бетонов классов до В60 на сжатие и В_{тб}10,0 на растяжение при изгибе. Прочность при сжатии и изгибе разработанных материалов позволяет говорить об их конкурентоспособности по сравнению с традиционными портландцементными бетонами. Прочность при сжатии разработанных геополимеров в 2 раза превышает аналогичную характеристику для материалов на основе распространенного портландцемента ЦЕМ I 32,5Н и в 1,5 раза выше чем для высокопрочного ЦЕМ I 42,5Н. Общее для всех геополимерных бетонов то, что в отличие от традиционного портландцементного бетона, который является хрупким материалом (прочность на изгиб ниже прочности на сжатие до 10 раз), здесь это отношение составляет 1:6–1:7, что еще раз подтверждает эффективность разработанных материалов.

Список литературы

1. Астафьева О.Е. Применение золошлаковых отходов в промышленности строительных материалов // *Уголь*. 2024. № 2(1177). С. 85–88. DOI 10.18796/0041-5790-2024-2-85-88. EDN JNPGHR.
2. Перевощикова А.Н., Вальцифер И.В., Кондрашова Н.Б., Воронина Н.С. Исследование физико-механических свойств бетона с добавлением многофункциональной добавки // *Нанотехнологии в строительстве: научный интернет-журнал*. 2024. Т. 16. № 2. С. 170–179. DOI 10.15828/2075-8545-2024-16-2-170-179. EDN BFTEZA.
3. Шарифов А., Муминов А., Акрамов А.А. и др. Модифицирование цемента золой угля Фан-Ягнобского месторождения для повышения прочности бетона // *Политехнический вестник. Серия: Инженерные исследования*. 2022. № 1(57). С. 157–163. EDN NSGMXT.
4. Лукутцова Н.П., Пыкин А.А., Горностаева Е.Ю. и др. Моделирование состава мелкозернистого бетона с золошлаковой смесью и суперпластификатором // *Вестник ВСГУТУ*. 2022. № 2(85). С. 71–77. DOI 10.53980/24131997_2022_2_71. EDN QXOFBE.
5. Патент № 2599742 С2 Российская Федерация, МПК С04В 28/08, С04В 28/26, С04В 111/20. Геополимерный композит для бетона ультра-высокого качества: № 2013132983/03 : заявл. 16.12.2011: опубл. 10.10.2016 / В. Гонг, В. Лутз, Я. Пегг; заявитель Католический Университет Америки. EDN PMKJNW.
6. Патент № 2804940 С1 Российская Федерация, МПК С04В 18/12, С04В 28/24. Геополимерный композит: заявл. 16.05.2023: опубл. 09.10.2023 / Т.А. Петрова, И.П. Сверчков, Ю.Д. Смирнов, А.А. Турковский; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Санкт-Петербургский горный университет». EDN VWLWSH.
7. Танг В.Л., Нго С.Х., Ву К.З. и др. Геополимерный бетон с использованием многотоннажных техногенных отходов // *Строительство: наука и образование*. 2021. Т. 11. № 2. С. 17–37. DOI 10.22227/2305-5502.2021.2.2. EDN IJHAPP.
8. Явинский А.В., Лунев А.А., Довыденко А.В. Оценка потенциала щелочных отходов производств для получения геополимерных вяжущих // *Промышленное и гражданское строительство*. 2025. № 11. С. 60–65. DOI 10.33622/0869-7019.2025.11.60-65. EDN SWWWLA.
9. Камилова Р.С. Сравнительный анализ применения геополимерного бетона и портландцемента в строительстве: преимущества и недостатки // *Экономика строительства*. 2025. № 10. С. 615–617. EDN BOBJLT.
10. Петропавловская В.Б., Филиппова О.П., Цховребов Э.С., Новиченкова Т.Б. Экономическая оценка экологически безопасного использования техногенных отходов в производстве геополимеров для нужд строительства // *Экономика строительства*. 2024. № 5. С. 406–409. EDN MWBUXD.
11. Provis J.L., Bernal S.A. Geopolymers and related alkali-activated materials. *Annual Review of Materials Research*, 2014, vol. 44, pp. 299–327. DOI 10.1146/annurev-matsci-070813-113515. EDN YEMHBB.
12. Капустин Ф.Л., Уфимцев В.М. Российские стандарты по использованию золошлаков теплоэнергетики в производстве строительных материалов // *Золошлаки ТЭС: удаление, транспорт, переработка, складирование. Материалы II Международного научно-практического семинара*. 2009. С. 57–64.
13. Davidovits J. Geopolymers: Inorganic polymeric new materials. *Journal of Materials Education*, 1994, vol. 16 (2, 3), pp. 91–138.
14. Ren L., Ding L., Guo Q., Gong Y., Yu G., Wang F. Characterization, carbon-ash separation and resource utilization of coal gasification fine slag: A comprehensive review. *Journal of Cleaner Production*, 2023, vol. 398, article 136554. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.136554>.
15. Sinkhonde D. Quantitative study on surface porosity and roughness parameters of mineral and organic admixtures based on multi-scale characterisation techniques. *Cleaner Materials*, 2023, vol. 7, article 100166. <https://doi.org/10.1016/j.clema.2022.100166>.
16. Thonemann N., Zacharopoulos L., Fromme F., Nühlen J. Environmental impacts of carbon capture and utilization by mineral carbonation: A systematic literature review and meta life cycle assessment. *Journal of Cleaner Production*, 2022, vol. 332, article 130067. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.130067>.
17. Yi Z., Wang T., Guo R. Sustainable building material from CO₂ mineralization slag: Aggregate for concretes and effect of CO₂ curing. *Journal of CO₂ Utilization*, 2020, vol. 40, 101196. <https://doi.org/10.1016/j.jcou.2020.101196>.
18. Yuan H., Yu W., Wen J., Yang F., Nyarko-Appiah J.E., Bai C. A new strategy for CO₂ storage and Al₂O₃ recovery from blast furnace slag and coal fly ash by employing vacuum reduction and alkali dissolution

- methods. *Energy*, 2024, vol. 308, article 132865. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2024.132865>.
19. Zhang D., Zhu T., Ai Q., Mao M., Li J., Yang Q. Performance of coal gangue concrete with fly ash and ground-granulated blast slag: Rheology, mechanical properties and microstructure. *Construction and Building Materials*, 2024, vol. 427, article 136250. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.136250>.
 20. Zhao T., Zhang S., Yang H., Ni W., Li J., Zhang G., Teng G., Li X., Guo S., Zhou Y., Wu Z. Leaching and hydrating mechanisms, economic benefits of backfill materials by using coal fly ash-slag-based binder for environmentally sustainable production. *Construction and Building Materials*, 2023, vol. 397, article 132360. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132360>.
 21. Zhou X., Chen Y., Dong S., Li H. Geopolymerization kinetics of steel slag activated gasification coal fly ash: A case study for amorphous-rich slags. *Journal of Cleaner Production*, 2022, vol. 379(1), article 134671. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.134671>.
 22. Zhu Y., Wu J., Zhang Y., Miao Z., Niu Y., Guo F., Xi Y. Preparation of hierarchically porous carbon ash composite material from fine slag of coal gasification and ash slag of biomass combustion for CO₂ capture. *Separation and Purification Technology*, 2024, vol. 330, part B, article 125452. <https://doi.org/10.1016/j.seppur.2023.125452>.
 23. Zuo Y., Chen Y., Chen L., Gang Y., Göbel L., Ye G., Provis J. Modeling and simulation of alkali-activated materials (AAMs): A critical review. *Cement and Concrete Research*, 2024, vol. 189, article 107769. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2024.107769>.
 24. Таскин А.В. Химико-технологические решения комплексной переработки золошлаковых отходов промышленности: дисс. ...к.х.н. — Владивосток, 2018. 173 с.
 25. Лисейцев Ю.Л. Дорожные покрытия из наномодифицированных фибробетонов: дисс. к.т.н. / Ю.Л. Лисейцев. Владивосток, 2024. 180 с.
 26. Панарин И.И. Композиционные цементы, активированные обогащенными золошлаковыми смесями, и торкрет-бетоны на их основе: дисс. к.т.н. / И.И. Панарин. Владивосток, 2024. 162 с.
 4. Lukutsova N.P., Pykin A.A., Gornostaeva E.Yu. [et al.] Modeling the composition of fine-grained concrete with ash and slag mixture and superplasticizer. *Bulletin of VSGUTU*, 2022, no. 2 (85), pp. 71–77. DOI 10.53980/24131997_2022_2_71. EDN QXOFBE.
 5. Patent No. 2599742 C2 Russian Federation, IPC C04B 28/08, C04B 28/26, C04B 111/20. Geopolymer composite for ultra-high-quality concrete: No. 2013132983/03: declared 16.12.2011: published 10.10.2016 / V. Gong, V. Lutz, J. Pegg; applicant The Catholic University of America. EDN PMKJNW.
 6. Patent No. 2804940 C1 Russian Federation, IPC C04B 18/12, C04B 28/24. Geopolymer composite: declared 16.05.2023: published 09.10.2023 / T.A. Petrova, I.P. Sverchkov, Yu.D. Smirnov, A.A. Turkovsky; applicant Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education "Saint-Petersburg Mining University". EDN VWLWSH.
 7. Tang V.L., Ngo S.H., Wu K.Z. [et al.]. Geopolymer concrete using multi-tonnage man-made waste. *Construction: Science and Education*, 2021, vol. 11, no. 2, pp. 17–37. DOI 10.22227/2305-5502.2021.2.2. EDN IJHAPP.
 8. Yavinsky A.V., Lunev A.A., Dovydenko A.V. Assessment of the Potential of Alkaline Industrial Waste for Obtaining Geopolymer Binders. *Industrial and Civil Engineering*, 2025, no. 11, pp. 60–65. DOI 10.33622/0869-7019.2025.11.60-65. EDN SWWWLA.
 9. Kamilova R.S. Comparative Analysis of the Use of Geopolymer Concrete and Portland Cement in Construction: Advantages and Disadvantages. *Construction Economics*, 2025, no. 10, pp. 615–617. EDN BOBJLT.
 10. Petropavlovskaya V.B., Filippova O.P., Tskhovrebov E.S., Novichenkova T.B. Economic assessment of the environmentally safe use of technogenic waste in the production of geopolymers for construction needs. *Construction Economics*, 2024, no. 5, pp. 406–409. EDN MWBUXD.
 11. Provis J.L., Bernal S.A. Geopolymers and related alkali-activated. *Annual Review of Materials Research*, 2014, vol. 44, pp. 299–327. DOI 10.1146/annurev-matsci-070813-113515. EDN YEMHBB.
 12. Kapustin F.L., Ufimtsev V.M. Russian standards for the use of coal ash and slag from thermal power plants in the production of building materials. Ash and slag from thermal power plants: removal, transport, processing, storage. *Proceedings of the II International Scientific and Practical Seminar*, 2009, pp. 57–64.
 13. Davidovits J. Geopolymers: Inorganic polymeric new materials. *Journal of Materials Education*, 1994, vol. 16 (2, 3), pp. 91–138
 14. Ren L., Ding L., Guo Q., Gong Y., Yu G., Wang F. Characterization, carbon-ash separation and resource utilization of coal gasification fine slag: A comprehensive. *Journal of Cleaner Production*, 2023, vol. 398, article 136554. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2023.136554>.

References

1. Astafieva O.E. Use of fly ash and slag waste in the building materials industry. *Coal*, 2024, no. 2 (1177), pp. 85–88. DOI 10.18796/0041-5790-2024-2-85-88. EDN JNPGHR.
2. Perevoshchikova A.N., Valtisfer I.V., Kondrashova N.B., Voronina N.S. Study of the physical and mechanical properties of concrete with the addition of a multifunctional additive. *Nanotechnology in construction: scientific online journal*, 2024, vol. 16, no. 2, pp. 170–179. DOI 10.15828/2075-8545-2024-16-2-170-179. EDN BFTEZA.
3. Sharifov A., Muminov A., Akramov A.A. et al. Modification of cement with coal ash from the Fan-Yagnob deposit to increase the strength of concrete. *Polytechnic Bulletin. Series: Engineering Research*, 2022, no. 1 (57), pp. 157–163. EDN NSGMXT.

15. Sinkhonde D. Quantitative study on surface porosity and roughness parameters of mineral and organic admixtures based on multi-scale characterization techniques. *Cleaner Materials*, 2023, vol. 7, article 100166. <https://doi.org/10.1016/j.clema.2022.100166>.
16. Thonemann N., Zacharopoulos S., Fromme F., Nühlen J. Environmental impacts of carbon capture and utilization by mineral carbonation: A systematic literature review and meta life cycle assessment. *Journal of Cleaner Production*, 2022, vol. 332, article 130067. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.130067>.
17. Yi Z., Wang T., Guo R. Sustainable building material from CO₂ mineralization slag: Aggregate for concretes and effect of CO₂ curing. *Journal of CO₂ Utilization*. – 2020. – Vol. 40. – 101196. <https://doi.org/10.1016/j.jcou.2020.101196>.
18. Yuan H., Yu W., Wen J., Yang F., Nyarko-Appiah J.E., Bai C. A new strategy for CO₂ storage and Al₂O₃ recovery from blast furnace slag and coal fly ash by employing vacuum reduction and alkali dissolution methods. *Energy*, 2024, vol. 308, article 132865. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2024.132865>.
19. Zhang D., Zhu T., Ai Q., Mao M., Li J., Yang Q. Performance of coal gangue concrete with fly ash and ground-granulated blast slag: Rheology, mechanical properties and microstructure. *Construction and Building Materials*, 2024, vol. 427, article 136250. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.136250>.
20. Zhao T., Zhang S., Yang H., Ni W., Li J., Zhang G., Teng G., Li X., Guo S., Zhou Y., Wu Z. Leaching and hydrating mechanisms, economic benefits of backfill materials by using coal fly ash–slag-based binder for environmentally sustainable production. *Construction and Building Materials*, 2023, vol. 397, article 132360. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132360>.
21. Zhou X., Chen Y., Dong S., Li H. Geopolymerization kinetics of steel slag activated gasification coal fly ash: A case study for amorphous-rich slags. *Journal of Cleaner Production*, 2022, vol. 379(1), article 134671. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.134671>.
22. Zhu Y., Wu J., Zhang Y., Miao Z., Niu Y., Guo F., Xi Y. Preparation of hierarchically porous carbon ash composite material from fine slag of coal gasification and ash slag of biomass combustion for CO₂ capture. *Separation and Purification Technology*, 2024, vol. 330, Part B, article 125452. <https://doi.org/10.1016/j.seppur.2023.125452>.
23. Zuo Y., Chen Y., Chen L., Gang Y., Göbel L., Ye G., Provis J. Modeling and simulation of alkali-activated materials (AAMs): A critical review. *Cement and Concrete Research*, 2024, vol. 189, article 107769. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2024.107769>.
24. Taskin A.V. Chemical-engineering solutions for the integrated processing of ash and slag waste from industry: diss. ... candidate of chemical sciences. Vladivostok, 2018. 173 p.
25. Liseytshev, Yu.L. Road Pavements from Nanomodified Fiber-Reinforced Concretes: Diss. ... Cand. Sci. / Yu.L. Liseytshev. Vladivostok, 2024. 180 p.
26. Panarin I.I. Composite Cements Activated by Enriched Ash and Slag Mixtures and Shotcrete Based on Them: Diss. ... Cand. Sci. / I.I. Panarin. Vladivostok, 2024. 162 p.

Информация об авторах / Information about the authors

Павел Геннадьевич Козлов*, преподаватель, Дальневосточный федеральный университет. Владивосток, Россия
e-mail: kozlov.pg@dvfu.ru
Pavel G. Kozlov*, lecturer, Far Eastern Federal University. Vladivostok, Russia
e-mail: kozlov.pg@dvfu.ru

Нарман Аюбович Аюбов, канд. экон. наук, доцент, научный сотрудник Комплексного научно-исследовательского института им. Х.И. Ибрагимова Российской академии наук. Грозный, Россия
Narman A. Ayubov, Candidate of Economic Sciences, Associate Professor, Research Fellow at the Kh.I. Ibragimov Integrated Research Institute of the Russian Academy of Sciences. Grozny, Russia

*Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 691.421.2
EDN: DALUFV

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-34-41](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-34-41)

А.С. СУББОТИН¹, К.С. МОРОГОВ^{1,*}, Д.Д. БАЛЬХАЕВ¹, М.Д. ГЕТИГЕЖЕВ¹

¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

ВОЗМОЖНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ДРОБЛЕННОГО ПЭТ-ПЛАСТИКА ДЛЯ ЗАМЕЩЕНИЯ МЕЛКОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ

Аннотация

Введение. Накопление неразлагаемых пластиковых отходов, в частности полиэтилентерефталата (ПЭТ), является острой экологической проблемой. Поиск путей утилизации ПЭТ в строительных материалах позволяет снизить нагрузку на полигоны и сберечь природные ресурсы.

Цель. Экспериментальная оценка влияния частичной замены мелкого заполнителя дробленным ПЭТ-пластиком на физико-механические свойства мелкозернистого бетона.

Материалы и методы. Исследовались четыре состава бетона (цемент: песок = 1:3, В/Ц=0,55): контрольный (без добавок) и составы с заменой песка по объему на 5 %, 10 % и 15 % дробленным ПЭТ фракции 2–5 мм. Образцы-кубы 70 x 70 мм испытывались на прочность при сжатии, определялись средняя плотность и водопоглощение в возрасте 28 суток.

Результаты. Установлено, что введение пластика приводит к снижению средней плотности (до 8 % при 15 % ПЭТ) и прочности при сжатии. Наибольшая прочность из модифицированных составов зафиксирована при дозировке 5 % ПЭТ (падение на 12,5 % относительно контроля). Дальнейшее увеличение содержания пластика до 15 % вызывает резкое падение прочности (на 31 %) и рост водопоглощения в 2,1 раза.

Выводы. Оптимальной дозировкой, обеспечивающей приемлемые для ряда строительных растворов характеристики, является замена 5–10 % песка по объему. Полученный материал может быть рекомендован для ненесущих конструкций, тротуарной плитки и элементов благоустройства.

Ключевые слова: переработанный пластик, ПЭТ, мелкозернистый бетон, строительный раствор, утилизация отходов, прочность на сжатие, экологичные материалы, вторичные ресурсы

Для цитирования: Субботин А.С., Морогов К.С., Бальхаев Д.Д., Гетигежев М.Д. Возможность ис-

пользования дробленного ПЭТ-пластика для замещения мелкого заполнителя бетонной смеси // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3 (634). С. 34–41. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-34-41](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-34-41). EDN: DALUFV

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 01.04.26

Поступила после рецензирования 15.05.26

Принята к публикации 21.05.26

A.S. SUBBOTIN¹, K.S. MOROGOV^{1,*}, D.D. BALKHAEV¹, M.D. GETIGEZHEV¹

¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Yaroslavskoye Shosse, 26,
Moscow, 129337, Russian Federation

POSSIBILITY TO USE CRUSHED PET PLASTIC TO REPLACE THE FINE FILLER IN CONCRETE MIXTURE

Abstract

Introduction. The accumulation of non-degradable plastic waste, in particular polyethylene terephthalate (PET), is an acute environmental problem. Finding ways to recycle PET in building materials can reduce the load on landfills and conserve natural resources.

Aim. Experimental evaluation of the effect of partial replacement of fine aggregate with crushed PET plastic on the physico-mechanical properties of fine-grained concrete.

Materials and methods. Four concrete compositions were studied (cement: sand = 1:3, W/C=0.55): control (without additives) and compositions with the replacement of sand by volume by 5 %, 10 % and 15 % with crushed PET fractions of 2–5 mm. The 70 x 70 mm cube samples were tested for compressive strength, average density and water absorption were determined at the age of 28 days.

Results. It was found that the introduction of plastic leads to a decrease in average density (up to 8 % with 15 % PET) and compressive strength. The highest strength of the modified formulations was recorded at a dosage of 5 % PET (a decrease of 12.5 % relative to the control). A further increase in the plastic content to 15 % causes a sharp drop in strength (by 31 %) and a 2.1-fold increase in water absorption.

Conclusions. The optimal dosage, which provides acceptable characteristics for a number of building solutions, is the replacement of 5–10 % of sand by volume. The resulting material can be recommended for curtain structures, paving slabs and landscaping elements.

Keywords: recycled plastic, PET, fine-grained concrete, mortar, waste disposal, compressive strength, environmentally friendly materials, secondary resources

For citation: Subbotin A.S., Morogov K.S., Balkhaev D.D., Getigezhev M.D. Possibility to use crushed pet plastic to replace the fine filler in concrete mixture. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3 (634), pp. 34–41. (In Russian). DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-34-41](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-34-41). EDN: DALUFV

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 01.04.26

Revised 15.05.26

Accepted 21.05.26

Authors contribution statement

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

Введение

Ежегодный рост производства пластических масс сопровождается пропорциональным увеличением объема отходов. На долю ПЭТ-упаковки приходится около 12 % глобального объема твердых бытовых отходов. Полиэтилентерефталат (ПЭТ), широко используемый в производстве бутылок и упаковки (мировой объем рынка в 2025 году – 31,34 млн тонн), обладает высокой химической стойкостью и практически не разлагается в естественных условиях, что приводит к его накоплению на полигонах твердых коммунальных отходов. Полиэтилентерефталат (ПЭТ), широко используемый в производстве бутылок и упаковки, обладает высокой химической стойкостью и практически не разлагается в естественных условиях, что приводит к его накоплению на полигонах твердых коммунальных отходов. В связи с этим остро стоит проблема поиска эффективных и экономически целесообразных методов утилизации ПЭТ-отходов [1].

Одним из перспективных направлений является использование дробленого пластика в строительной индустрии в качестве заполнителя для бетонов и растворов. Это позволяет не только снизить объем захоронений, но и сократить потребление природного песка, добыча которого наносит ущерб окружающей среде. Обзор научной литературы показывает значительный интерес исследователей к данной теме. Отмечается, что добавление пластиковых волокон может улучшить прочность на изгиб при малых дозировках, однако увеличение содержания пластика свыше 1,5 % ведет к снижению прочностных показателей из-за слабой адгезии [2, 3]. Авторы работы, исследовавшие бетоны марок М15, М20 и М25 с заменой песка на ПЭТ до 20 %, также подтверждают тенденцию снижения прочности при сжатии с ростом содержания пластика [4]. Исследование показывает, что при высоких дозировках ПЭТ (25 % и 50 %) снижение прочности носит критический характер, однако при этом значительно уменьшается плотность и теплопроводность материала, что позволяет классифицировать его как легкий бетон. В работе изучалось применение микро-измельченного ПЭТ в бетонных блоках для мощения и был сделан вывод о перспективности использования пластика при дозировках 5–10 %, несмотря на некоторое падение прочности. Анализ показывает, что пластиковый заполнитель пригоден для получения бетонов низкой и средней прочности, при этом оптимальное содержание может варьироваться в зависимости от типа пластика и рецептуры. Исследование итальянских ученых подтверждает, что более мелкая фракция ПЭТ позволяет достичь более высокой прочности по сравнению с крупной, что важно учитывать при подготовке сырья.

Целью данной работы является экспериментальная оценка возможности частичной замены песка дробленным ПЭТ-пластиком местного происхождения в составе мелкозернистого бетона для определения оптимального процента замещения, обеспечивающего приемлемые физико-механические характеристики.

Особую озабоченность вызывает проблема утилизации полиэтилентерефталата (ПЭТ), который составляет значительную долю в структуре твердых коммунальных отходов. Согласно открытым данным, ежегодно в России образуется около 70 млн тонн ТКО, из которых на долю пластика приходится до 10–15 %, при этом перерабатывается не более 10 % пластиковых отходов. Остальной объем вывозится на полигоны, где срок естественного разложения ПЭТ-бутылок составляет не менее 150–200 лет. В процессе захоронения пластик выделяет токсичные соединения, загрязняющие почвы и грунтовые воды, а при сжигании – опасные диоксины. В этом контексте вовлечение пластиковых отходов в хозяйственный оборот в качестве вторичного сырья для строительной индустрии приобретает не только экономическое, но и критическое экологическое значение.

Строительная отрасль, являясь одним из крупнейших потребителей природных ресурсов, открывает широкие возможности для утилизации отходов. Замена природного песка, добыча которого связана с нарушением ландшафтов и истощением месторождений, на техногенное сырье позволяет решать сразу две задачи: снижение нагрузки на окружающую среду и сокращение себестоимости строительных материалов. Однако широкому внедрению пластиковых заполнителей препятствует недостаточная изученность их влияния на долговечность и эксплуатационные характеристики бетонов, особенно в условиях переменных температур и влажности, характерных для климата большинства регионов России.

Материалы и методы

В работе использовались следующие материалы:
Вяжущее: портландцемент ЦЕМ I 42,5Н (ПЦ 500-Д0) производства ООО «Мордовцемент». Нормальная плотность цементного теста 26,5 %, активность (прочность при сжатии в возрасте 28 сут.) – 49,8 МПа.

Мелкий заполнитель: песок кварцевый с модулем крупности $M_k=2,1$, насыпной плотностью 1520 кг/м³, истинной плотностью 2650 кг/м³.

Пластиковый заполнитель: изготавливался из использованных ПЭТ-бутылок от напитков, собранных в г. Саранске. Бутылки очищались от этикеток и остатков содержимого, промывались и высушивались. Дробление производилось на лабораторной щековой дробилке с последующим рассеивом на ситах. Для исследования отбиралась фракция, близкая к песку: 2–5 мм. Насыпная плотность дробленого ПЭТ составила 420 кг/м³.

Вода: вода водопроводная, соответствующая требованиям ГОСТ 23732–2011.

Составы бетонной смеси

Было изготовлено четыре серии образцов. За контрольный принят состав с соотношением Ц:П = 1:3 по массе при водоцементном отношении В/Ц = 0,55. В опытных составах часть песка заменяли на дробленый ПЭТ по объему, так как замена по массе привела бы к значительному изменению объемных характеристик смеси из-за разницы в плотности материалов. Составы представлены в таблице 1.

Таблица 1

Составы исследуемых мелкозернистых бетонов

Table 1

Compositions of the studied fine-grained concretes

Номер состава	Обозначение	Замещение песка по объему, %	Цемент, г	Песок, г	ПЭТ, г	Вода, г
1 (Контроль)	ПЭТ-0	0	450	1350	0	247
2	ПЭТ-5	5	450	1282	30	247
3	ПЭТ-10	10	450	1215	60	247
4	ПЭТ-15	15	450	1147	90	247

Методика испытаний

Для каждого состава изготавливались образцы кубы размером 70 x 70 x 70 мм. После формования образцы твердели в нормальных условиях ($t=20\pm 2^\circ\text{C}$, влажность $>95\%$) в течение 28 суток. Для каждого состава и срока испытаний изготавливалось по 6 образцов. Испытания проводились согласно ГОСТ 10180–2012 [5]:

- **Прочность на сжатие** определялась на гидравлическом прессе.

- **Среднюю плотность** вычисляли по результатам измерений и взвешивания образцов.

- **Водопоглощение** определяли по ГОСТ 12730.3–2020 [6] путем насыщения образцов водой.

Процесс подготовки пластикового заполнителя включал несколько последовательных этапов. На первом этапе осуществлялся сбор использованных ПЭТ-бутылок из-под напитков емкостью 0,5–2,0 л на территории г. Саранска. Отобранная тара подвергалась визуальному контролю для исключения бутылок с признаками биологического поражения и сильного загрязнения. Далее производилось отделение полипропиленовых этикеток и полиэтиленовых пробок, которые относятся к другим типам полимеров и могут неконтролируемо влиять на свойства композита. После удаления инородных включений бутылки тщательно промывались в теплой воде с добавлением моющего средства для удаления остатков органи-

ческих веществ и клеевых составов, после чего высушивались при комнатной температуре в течение 48 часов.

Для измельчения использовалась лабораторная щековая дробилка ДЩ 60 x 100, позволяющая регулировать ширину разгрузочной щели. Выбор данного типа оборудования обусловлен необходимостью получения частиц преимущественно изометрической формы с шероховатой поверхностью скола, что потенциально может улучшить сцепление с цементным камнем по сравнению с гладкими частицами, получаемыми при резке. Процесс дробления осуществлялся в несколько проходов с промежуточным рассевом для исключения переизмельчения материала. Полученная дробленка рассевалась на лабораторном виброгрохоте через стандартный набор сит с ячейками 5, 2 и 1 мм. Для дальнейших исследований отбиралась фракция 2–5 мм, как наиболее близкая по granulometрии к используемому кварцевому песку. Частицы мельче 2 мм и крупнее 5 мм отсеивались и не использовались в работе для обеспечения сопоставимости результатов.

Результаты

Результаты испытаний образцов в возрасте 28 суток представлены в таблице 2. Для анализа принимались средние арифметические значения по серии образцов.

Таблица 2

Физико-механические свойства мелкозернистого бетона с добавкой ПЭТ

Table 2

Physical and mechanical properties of fine-grained concrete with PET additive

Показатель	Состав ПЭТ-0 (контроль)	Состав ПЭТ-5	Состав ПЭТ-10	Состав ПЭТ-15
Средняя плотность, кг/м ³	2215	2150	2070	1950
Прочность на сжатие, МПа	38,6	33,8	28,5	26,6
Водопоглощение, % по массе	4,8	5,4	6,9	10,1

Помимо количественных показателей, в ходе эксперимента были зафиксированы важные визуальные наблюдения, характеризующие поведение материала под нагрузкой и особенности структуры. Контрольные образцы (ПЭТ-0) разрушались хрупко с характерным звонким звуком и распадались на несколько крупных фрагментов. Образцы с добавлением пластика демонстрировали иную картину разрушения: при достижении

предельной нагрузки в теле образца образовывались трещины, однако полного распада на части не происходило, образцы сохраняли целостность формы. Это может свидетельствовать о повышении вязкости разрушения и способности материала сопротивляться динамическим нагрузкам за счет армирующего эффекта пластиковых частиц, которые работают как «связки», препятствующие раскрытию трещин.

Визуальный осмотр поверхности скола образцов ПЭТ-15 после испытаний позволил выявить наличие частиц пластика, выкрошившихся из матрицы, а также пор и раковин в зоне контакта. Это подтверждает предположение о недостаточной адгезии цементного камня к гидрофобной поверхности ПЭТ. На образцах ПЭТ-5 подобные дефекты встречались реже, что коррелирует с менее значительным падением прочности для данного состава. Также отмечено, что цвет скола опытных образцов приобретал неравномерный оттенок за счет включений окрашенных частиц пластика (от белых до зеленых и коричневых), что не оказывает влияния на прочностные характеристики, но может быть использовано в декоративных целях при производстве тротуарной плитки или фасадных элементов.

Анализ результатов показывает, что с увеличением доли пластикового заполнителя наблюдается закономерное снижение средней плотности бетона. Для состава ПЭТ-15 плотность снизилась на 11,9 % по сравнению с контролем, что объясняется значительно меньшей плотностью частиц ПЭТ по сравнению с кварцевым песком.

Прочность на сжатие также снижается при введении ПЭТ. Наименьшее падение прочности (на 12,5 %) зафиксировано для состава ПЭТ-5. Увеличение дозировки до 10 % привело к падению прочности на 26,2 %, а до 15 % – на 31,1 %. Визуально при разрушении образцов с пластиком наблюдалась более пластичная картина разрушения по сравнению с хрупким разрушением контрольных образцов.

Водопоглощение бетона возрастает с увеличением содержания ПЭТ. Для состава ПЭТ-15 этот показатель увеличился более чем в два раза по сравнению с контролем, что свидетельствует о росте объема открытых пор.

Выводы

Полученные данные хорошо коррелируют с результатами других исследователей. Снижение прочности при сжатии, зафиксированное в нашем эксперименте, согласуется с выводами Orie и Olusesi [7], которые при замене песка на дробленый ПЭТ в бетоне марки М25 зафиксировали снижение прочности на сжатие на 11,38 %, 27,48 %, 36,24 % и 42,40 % при содержании ПЭТ 5 %, 10 %, 15 % и 20 % соответственно. Аналогичные результаты были получены Alam с соавторами [8] при исследовании бетонов марок М15, М20 и М25 с заменой песка на ПЭТ до 20 % – максимальное снижение прочности составило 46,51 %. Схожая тенденция подтверждается в работе AL-Darzi с соавторами [4], где при 16 % замещения песка ПЭТ зафиксировано снижение прочности на 19,9 %. Основной причиной, как отмечают исследователи, является низкая адгезия между гидрофобной поверхностью частиц пластика и гидрофильной цементной матрицей, что приводит к формированию более пористой и широкой переходной зоны на границе раздела фаз. Снижение прочности при сжатии, зафиксированное в нашем эксперименте, согласуется с выводами, которые также отмечали обратно пропорциональную зависимость между содержанием ПЭТ и прочностью. Основной причиной является низкая

адгезия между гидрофобной поверхностью частиц пластика и гидрофильной цементной матрицей. Это приводит к формированию слабого контактного слоя (зоны интерфейса), по которому и происходит зарождение и развитие трещин под нагрузкой.

Снижение плотности ожидаемо и обусловлено разницей в плотности песка (2650 кг/м³) и ПЭТ (~1300–1400 кг/м³). Рост водопоглощения связан с наличием пор в зоне контакта «цементный камень – пластик», а также, возможно, с тем, что неправильная форма некоторых пластиковых частиц препятствует плотной упаковке зерен заполнителя.

В отличие от работ, где исследовались фибры, мы использовали дробленый пластик, что не привело к росту прочности, однако тенденция к более вязкому разрушению (образцы не разлетались на части, а сохраняли форму после испытаний) была отмечена визуально, что косвенно подтверждает повышение деформативности материала.

Сравнивая наши результаты с данными, где использовались высокие дозировки (25–50 %), можно заключить, что для сохранения приемлемой для конструктивных растворов прочности (классов В15–В25) целесообразно ограничиться замещением песка в пределах 5–10 %. Полученный нами состав ПЭТ-5 (прочность 33,8 МПа) соответствует классу В25, а ПЭТ-10 (28,5 МПа) – классу В22,5, что позволяет рекомендовать их для изготовления тротуарной плитки, бордюрного камня, стяжек и других не несущих элементов, где требования к прочности не являются критическими, а экологический эффект от утилизации пластика и снижения массы изделия может быть востребован.

Анализ полученных результатов позволяет выделить два основных механизма, ответственных за снижение прочностных характеристик при введении ПЭТ. Первый механизм связан с физическим эффектом замещения: частицы пластика, имеющие модуль упругости значительно ниже, чем у цементного камня и кварца, работают в структуре бетона как «слабые включения» или зоны концентрации напряжений. При приложении нагрузки вокруг таких частиц возникают касательные напряжения, инициирующие микротрещинообразование. Второй механизм обусловлен химической природой поверхности пластика. ПЭТ является гидрофобным материалом, в то время как цементный клей обладает гидрофильной природой. Это приводит к отталкиванию воды от поверхности пластика в процессе гидратации цемента и формированию вокруг частиц ПЭТ более пористой и менее прочной контактной зоны (так называемого «эффекта ореола»).

Следует отметить ограничения данного исследования. Во-первых, использовалась одна фиксированная фракция пластика (2–5 мм), в то время как ряд исследователей указывает на влияние формы и размера частиц на свойства композита. Во-вторых, не проводилась химическая или термическая модификация поверхности пластика, которая могла бы улучшить адгезию. В-третьих, исследования проводились в относительно короткие сроки (28 суток), что не позволяет судить о долговечности материала. Вероятно, со временем про-

цессы деструкции в зоне контакта могут усугубляться под действием циклического замораживания–оттаивания, что требует дополнительных исследований. Несмотря на это, полученные данные могут служить основой для подбора составов при производстве изделий, не испытывающих высоких нагрузок.

Заключение

В результате выполнения экспериментального исследования, посвященного оценке влияния частичной замены мелкого заполнителя дробленным ПЭТ-пластиком на физико-механические свойства мелкозернистого бетона, были получены следующие выводы и умозаключения.

Подтверждена принципиальная технологическая возможность применения дробленого ПЭТ-пластика фракции 2–5 мм в качестве частичного заместителя песка по объему в составе мелкозернистого бетона. Приготовление бетонных смесей с содержанием пластика до 15 % от объема песка не вызывало затруднений, смеси сохраняли удовлетворительную удобоукладываемость, не расслаивались и не требовали корректировки водоцементного отношения. Это свидетельствует о том, что пластиковый заполнитель, прошедший предварительную очистку и классификацию, может быть интегрирован в стандартную технологию приготовления бетонных смесей без существенного изменения производственного регламента.

Установлена закономерная обратная зависимость между содержанием ПЭТ-заполнителя и средней плотностью бетона. При увеличении доли замещения с 0 % до 15 % плотность снизилась на 11,9 % (с 2215 кг/м³ до 1950 кг/м³). Данный эффект обусловлен прежде всего значительной разницей в истинной плотности кварцевого песка (2650 кг/м³) и ПЭТ-пластика (~1350 кг/м³). При этом снижение плотности носит практически линейный характер, что позволяет прогнозировать этот параметр для составов с промежуточными дозировками. Полученные значения плотности позволяют классифицировать материалы с содержанием пластика 10 % и выше, как легкие бетоны, что расширяет сферу их потенциального применения в конструкциях, где снижение массы является важным требованием.

Экспериментально подтверждено, что введение пластикового заполнителя приводит к снижению прочности на сжатие. Выявлена нелинейная зависимость: наиболее критичное падение прочности происходит при увеличении дозировки с 10 % до 15 %, где относительное снижение прочности составило 31,1 % по сравнению с контролем. Анализ полученных данных позволяет выделить два ключевых фактора, определяющих этот эффект:

- *Структурно-механический фактор*: частицы пластика, обладающие более низким модулем упругости по сравнению с цементным камнем и кварцевым песком, выступают в роли «слабых включений», инициирующих концентрацию напряжений и преждевременное трещинообразование при нагружении.

- *Адгезионный фактор*: гидрофобная поверхность ПЭТ обладает низким сродством к гидрофильной

цементной матрице, что приводит к формированию в зоне контакта пористой структуры с пониженной прочностью («эффект ореола»). Визуальное подтверждение этому – наличие выкрошившихся частиц пластика на поверхности скола образцов, особенно при дозировке 15 %.

Вместе с тем, визуальные наблюдения за характером разрушения свидетельствуют о повышении вязкости разрушения и деформативности модифицированных составов. Образцы с пластиком не распадались на фрагменты при достижении предельной нагрузки, а сохраняли целостность формы, что может быть интерпретировано как наличие армирующего эффекта и способности материала к перераспределению напряжений.

Зафиксирован значительный рост водопоглощения с увеличением содержания пластика. Для состава ПЭТ-15 водопоглощение увеличилось в 2,1 раза по сравнению с контролем (с 4,8 % до 10,1 %). Это является косвенным показателем увеличения объема открытых пор, которые формируются преимущественно в контактной зоне «цементный камень – пластик». Полученные данные указывают на потенциальное снижение морозостойкости материалов с высоким содержанием ПЭТ, что требует осторожности при их применении в условиях знакопеременных температур и воздействия влаги. Для регионов с холодным климатом, к которым относится большая часть территории России, данный фактор является критическим и требует дополнительных исследований по морозостойкости.

Сопоставление полученных результатов с требованиями нормативных документов к строительным растворам и бетонам позволяет сделать вывод об оптимальном диапазоне замещения песка дробленным ПЭТ-пластиком. Наиболее сбалансированным по комплексу показателей является состав с замещением 5 % по объему (ПЭТ-5), который демонстрирует:

- прочность на сжатие 33,8 МПа, что соответствует классу В25;
- снижение прочности относительно контроля всего на 12,5 %, что является приемлемым для многих областей применения;
- умеренный рост водопоглощения (с 4,8 % до 5,4 %);
- снижение средней плотности на 3 %.

Состав ПЭТ-10 (прочность 28,5 МПа, класс В22,5) также может быть рекомендован для ненесущих конструкций и изделий, где требования к прочности не являются доминирующими. Дальнейшее увеличение дозировки до 15 % признается нецелесообразным из-за критического падения прочности (более 30 %) и существенного роста водопоглощения, что ставит под сомнение долговечность таких материалов.

Исходя из полученных результатов, разработанный материал может найти применение в следующих областях строительного производства:

- *Тротуарная плитка и элементы благоустройства*: снижение массы изделий облегчает транспортировку и монтаж, а наличие пластика может придавать дополнительную ударную вязкость;

- **Бордюрные камни и садовые дорожки:** умеренные прочностные требования и возможность использования цветного пластика для декоративных эффектов;

- **Стяжки и выравнивающие слои:** применение в помещениях с нормальным влажностным режимом;

- **Ненесущие перегородки и заполнение каркасов:** материал с пониженной плотностью снижает нагрузку на фундаменты.

При этом для конструкций, эксплуатируемых в условиях переменного увлажнения и отрицательных температур, а также для ответственных несущих элементов, применение пластикового заполнителя в исследованных дозировках без дополнительных мероприятий по модификации поверхности пластика или введению гидрофобизирующих добавок не рекомендуется.

Полученные результаты открывают ряд направлений для продолжения научной работы. В первую очередь, необходимы исследования по модификации поверхности частиц ПЭТ с целью повышения адгезии к цементной матрице. Перспективными методами могут быть:

- обработка поверхности растворами полимеров (например, латексами) или силиконовыми соединениями;

- механическая активация (создание шероховатости поверхности);

- использование плазменной обработки или коронного разряда;

- введение в состав смеси поверхностно-активных веществ (ПАВ), улучшающих смачиваемость пластика.

Также необходимы длительные испытания на морозостойкость, водостойкость и стойкость к биологической коррозии, которые позволят оценить долговечность материала в реальных условиях эксплуатации. Важным направлением является также исследование теплозащитных и звукоизоляционных свойств полученных композитов, поскольку снижение плотности может коррелировать с улучшением этих показателей. Кроме того, перспективным представляется изучение влияния формы частиц пластика (волокна, чешуйки, гранулы) на свойства композита для выявления оптимальной геометрии заполнителя.

Проведенное исследование подтверждает гипотезу о возможности вовлечения отходов ПЭТ-пластика в производство строительных материалов в качестве частичного заместителя природного песка. Несмотря на неизбежное снижение прочностных характеристик, при ограничении дозировки 5–10 % достигается баланс между экологическим эффектом (утилизация отходов, сохранение природных ресурсов), экономической целесообразностью (снижение стоимости материала за счет более дешевого заполнителя) и сохранением приемлемых эксплуатационных свойств. Разработанный материал может быть классифицирован как конструкционно-теплоизоляционный легкий бетон, находящийся применение в малоответственных и ненесущих элементах зданий и сооружений. Полученные результаты вносят вклад в развитие научного направления по утилизации техногенных отходов в строительстве и могут служить основой для разработки технологических регламентов

производства бетонных изделий с использованием вторичного полимерного сырья.

Список литературы

1. Qaidi S., Al-Kamaki Y., Hakeem I. et al. Investigation of the physical-mechanical properties and durability of high-strength concrete with recycled PET as a partial replacement for fine aggregates. *Frontiers in Materials*, 2023, vol. 10, 1101146. DOI: 10.3389/fmats.2023.1101146.
2. Piccinni A.F., Dell'Anna S., Lionetto F., Maffezzoli A. Physical and Mechanical Properties of Cement Mortars with Recycled Polyethylene Terephthalate: Influence of Grain Size and Composition. *Materials*, 2025, vol. 18(6), 1378. DOI: 10.3390/ma18061378.
3. Frigione M. Recycling of PET bottles as fine aggregate in concrete. *Waste Management*, 2010, vol. 30(6), pp. 1101–1106. DOI: 10.1016/j.wasman.2010.01.030.
4. AL-Darzi S.Y.K., Ibrahim K.A., Salih O.A. The Impact Load Behavior of Reinforced Concrete Slab Samples Containing Waste Plastic Aggregate. Tikrit. *Journal of Engineering Sciences*, 2024 DOI:10.25130/tjes.31.4.20.
5. ГОСТ 10180–2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. М.: Стандартинформ, 2013.
6. ГОСТ 12730.3–2020. Бетоны. Метод определения водопоглощения. М.: Стандартинформ, 2020.
7. Orie O.U., Olusesi O.J. (2023) Effect of partial replacement of aggregate with granulated polyethylene terephthalate (PET) on compressive strength of concrete. *Nigerian Journal of Technology*, 42(2). DOI: 10.4314/njt.v42i1.5.
8. Alam P., Mazhar M.A., Verma M., et al. Analysis of concrete properties with partial sand replacement by recycled plastic and its cost–benefit evaluation. *Frontiers in Materials*, 2025, vol. 12, article 719644 DOI:10.3389/fmats.2025.1719644.
9. Alam P., Mazhar M.A., Verma M. et al. Sustainability of utilizing recycled plastic fiber in green concrete: A systematic review. *Case Studies in Construction Materials*, 2025, vol. 22, article e04432. DOI: 10.1016/j.cscm. 2025.e04432
10. Pervez A., Mazhar M.A., Verma M. et al. Analysis of concrete properties with partial sand replacement by recycled plastic and its cost–benefit evaluation. *Frontiers in Materials*, 2025, vol. 12, article 1719644. DOI: 10.3389/fmats.2025.1719644
11. Ouano C.A.E. An investigation of the mechanical properties of concrete with different types of waste plastics for rigid pavements. *Infrastructures*, 2025, vol. 6(1), 9. DOI: 10.3390/applmech610009.
12. Senthil K., Jakhar S., Khanna M., Rani K. A review on the application of plastic waste in the reinforced concrete structures. *Advances in materials Research*, 2024, vol. 13(2), pp. 115–128. DOI: 10.18720/MCE.91.7.
13. Córdoba L.I.Á., Martínez-Barrera G., Díaz C.E.B. et al. Effects on Mechanical Properties of Recycled PET in Cement-Based Composites. *International Journal of Polymer Science*, 2013, vol. 2013, 763276. DOI: 10.1155/2013/763276.

14. Saikia N., de Brito J. Use of plastic waste as aggregate in cement mortar and concrete preparation: A review. *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 34, pp. 385–401. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.03.015.
15. Siddique R., Khatib J., Kaur I. Use of recycled plastic in concrete: A review. *Waste Management*, 2008, vol. 28(10), pp. 1835–1852. DOI: 10.1016/j.wasman.2007.09.011.

References

1. Qaidi S., Al-Kamaki Y., Hakeem I. et al. Investigation of the physical-mechanical properties and durability of high-strength concrete with recycled PET as a partial replacement for fine aggregates. *Frontiers in Materials*, 2023, vol. 10, article 1101146. DOI: 10.3389/fmats.2023.1101146.
2. Piccinni A.F., Dell'Anna S., Lionetto F., Maffezzoli A. Physical and Mechanical Properties of Cement Mortars with Recycled Polyethylene Terephthalate: Influence of Grain Size and Composition. *Materials*, 2025, vol. 18(6), 1378. DOI: 10.3390/ma18061378.
3. Frigione M. Recycling of PET bottles as fine aggregate in concrete. *Waste Management*, 2010, vol. 30(6), pp. 1101–1106. DOI: 10.1016/j.wasman.2010.01.030.
4. AL-Darzi S.Y.K., Ibrahim K.A., Salih O.A. The Impact Load Behavior of Reinforced Concrete Slab Samples Containing Waste Plastic Aggregate. *Tikrit. Journal of Engineering Sciences*, 2024 DOI:10.25130/tjes.31.4.20.
5. State Standard 10180–2012. Concretes. Methods for determining strength from control samples. Moscow: Standartinform, 2013.
6. State Standard 12730.3–2020. Concretes. A method for determining water absorption. Moscow: Standartinform, 2020.
7. Orie O.U., Olusesi O.J. Effect of partial replacement of aggregate with granulated polyethylene terephthalate (PET) on compressive strength of concrete. *Nigerian Journal of Technology*, 2023, 42(2). DOI: 10.4314/njt.v42i1.5.
8. Alam P., Mazhar M.A., Verma M., et al. Analysis of concrete properties with partial sand replacement by recycled plastic and its cost-benefit evaluation. *Frontiers in Materials*, 2025, vol. 12, article 1719644 DOI:10.3389/fmats.2025.1719644.
9. Alam P., Mazhar M.A., Verma M. et al. Sustainability of utilizing recycled plastic fiber in green concrete: A systematic review. *Case Studies in Construction Materials*, 2025, vol. 22, e04432. DOI: 10.1016/j.cscm.2025.e04432
10. Pervez A., Mazhar M.A., Verma M. et al. Analysis of concrete properties with partial sand replacement by recycled plastic and its cost-benefit evaluation. *Frontiers in Materials*, 2025, vol. 12, article 1719644. DOI: 10.3389/fmats.2025.1719644
11. Ouano C.A.E. An investigation of the mechanical properties of concrete with different types of waste plastics for rigid pavements. *Infrastructures*, 2025, vol. 6(1), 9. DOI: 10.3390/applmech610009.
12. Senthil K., Jakhar S., Khanna M., Rani K. A review on the application of plastic waste in the reinforced concrete

structures. *Advances in materials Research*, 2024, vol. 13(2), pp. 115–128. DOI: 10.18720/MCE.91.7.

13. Córdoba L.I.Á., Martínez-Barrera G., Díaz C.E.B. et al. Effects on Mechanical Properties of Recycled PET in Cement-Based Composites. *International Journal of Polymer Science*, 2013, vol. 2013, article 763276. DOI: 10.1155/2013/763276.
14. Saikia N., de Brito J. Use of plastic waste as aggregate in cement mortar and concrete preparation: A review. *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 34, pp. 385–401. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.03.015.
15. Siddique R., Khatib J., Kaur I. Use of recycled plastic in concrete: A review. *Waste Management*, 2008, vol. 28(10), pp. 1835–1852. DOI: 10.1016/j.wasman.2007.09.011.

Информация об авторах / Information about the authors

Субботин Артем Сергеевич, кандидат технических наук, доцент кафедры строительства объектов тепловой и атомной энергетики, НИУ МГСУ. Москва, Россия
e-mail: subbotin-art@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7191-0544>

Subbotin Artem S., candidate of technical sciences, associate professor of the department of construction of thermal and nuclear power facilities, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University). Moscow, Russia
e-mail: subbotin-art@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7191-0544>

Морогов Константин Сергеевич*, бакалавр, НИУ МГСУ. Москва, Россия

e-mail: kmorogoff@yandex.ru

ORCID: <https://orcid.org/0009-0008-2556-4212>

Konstantin S. Morogov*, bachelor, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University). Moscow, Russia
e-mail: kmorogoff@yandex.ru

ORCID: <https://orcid.org/0009-0008-2556-4212>

Бальхаев Дмитрий Доржиевич, бакалавр, НИУ МГСУ. Москва, Россия e-mail: dima.balkhaev@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0009-0000-7551-0310>

Balkhaev Dmitry D., bachelor, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University). Moscow, Russia

e-mail: dima.balkhaev@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0009-0000-7551-0310>

Гетигежев Марат Далимбекович, бакалавр, НИУ МГСУ. Москва, Россия

e-mail: getigezhev.04@gmail.com

ORCID: <https://orcid.org/0009-0006-7599-33>

Getigezhev Marat D. bachelor, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University). Moscow, Russia

e-mail: getigezhev.04@gmail.com

ORCID: <https://orcid.org/0009-0006-7599-33>

*Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 691
EDN: GLFMGV

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-42-65](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-42-65)

И.Н. ТИХОНОВ ¹, А.И. ЗВЕЗДОВ ¹, А.А. САФОНОВ ², Г.И. ТИХОНОВ ²

¹ АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

² ООО «Институт ВНИИжелезобетон». Москва, Российская Федерация

РАЗРАБОТКА И ВНЕДРЕНИЕ АРМАТУРЫ С ИННОВАЦИОННЫМ ПЕРИОДИЧЕСКИМ ПРОФИЛЕМ

Аннотация

Введение. В статье рассмотрен процесс исследования и внедрения арматуры с инновационным периодическим профилем в практику современного строительства в Российской Федерации.

Цель. Описание конструктивных решений, процесса исследований в лабораторных и производственных условиях новых видов многорядных профилей, и оценка перспективности их массового применения в строительстве.

Материалы и методы. Приводятся материалы по разработке, исследованиям, производству и практическому применению в строительстве новых видов арматуры с многорядным периодическим профилем. Методика и оборудование исследований, приведённые в статье, применяются в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева и в «Институте ВНИИжелезобетон».

Результаты. Согласно результатам исследований, подтверждаются положительные качества инновационных видов арматуры с периодическим профилем, их положительное влияние на производство и потребление арматурного проката в Российской Федерации и за рубежом.

Выводы. В Российской Федерации для производства арматурного проката разработаны инновационные виды периодического профиля поверхности стержней с многорядным расположением поперечных рёбер. Это позволяет значительно улучшить производственные и потребительские свойства отечественной арматуры для железобетонных конструкций и обеспечить её высокую конкурентоспособность на мировых рынках. Инновационность новой арматуры подтверждена отечественными и зарубежными патентами на изобретения. Новый арматурный прокат с профилем для обычного применения классов А500СП, Ау500СП, а также прокат с винтовым профилем классов Ав500П и выше, освоены металлургической промышленностью и использованы в отечественном и зарубежном (Казахстан, Кыргызстан, Монголия) строительстве в объёме около 5,0 млн. тонн.

Характеристики арматуры с инновационным многорядным профилем позволяют значительно повысить трещиностойкость железобетонных конструкций, а также

безопасность строительных объектов при аварийных динамических нагрузках (сейсмика, взрывы, удары и т.д.). В малоэтажном и других видах строительства сохранение сцепления новой арматуры с бетоном при её деформировании в пластической стадии в нахлесточных безсварных соединениях и на анкерующих участках железобетонных элементов, способствует перераспределению усилий в конструкциях зданий, а, следовательно, уменьшает вероятность их прогрессирующего обрушения с катастрофическими последствиями.

Массовое внедрение новых видов арматуры в строительстве обеспечит многомиллиардный экономический эффект при её производстве и применении.

Ключевые слова: железобетон, арматура, многорядный периодический профиль, прокат, кольцевой профиль, двухрядный профиль, шестирядный профиль, четырехрядный профиль, распорность, безопасность

Для цитирования: Тихонов И.Н., Звездов А.И., Сафонов А.А., Тихонов Г.И. Разработка и внедрение арматуры с инновационным периодическим профилем // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3. С. 42–65. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-42-65](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-42-65)
EDN: GLFMGV

Вклад авторов

Тихонов И.Н. — авторство патентов, проведение исследований, руководство внедрением инновационных видов арматуры, написание статьи.

Звездов А.И. — соавторство патентов, участие в исследованиях и внедрении инновационных видов арматуры, участие в написании статьи.

Сафонов А.А. — участие в исследованиях и внедрении инновационных видов арматуры, участие в написании статьи.

Тихонов Г.И. — соавторство патентов, участие в исследованиях и внедрении инновационных видов арматуры, подготовка графических материалов, участие в написании статьи.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 04.05.26

Поступила после рецензирования 01.06.26

Принята к публикации 04.06.26

I.N. TIKHONOV ¹, A.I. ZVEZDOV ¹, A.A. SAFONOV ², G.I. TIKHONOV ²

¹ JSC "SIC "Construction". Moscow, Russian Federation

² LLC "Institute VNIIzhelezobeton". Moscow, Russian Federation

DEVELOPMENT AND IMPLEMENTATION OF VALVES WITH AN INNOVATIVE PERIODIC PROFILE

Abstract

Introduction. The article discusses the process of research and implementing fittings with an innovative periodic profile in the practice of modern construction in the Russian Federation.

Aim. Description of constructive solutions, the process of research in laboratory and production conditions of new types of multi-row profiles, and an assessment of the prospects for their mass application in construction.

Materials and methods. Materials on the development, research, production and practical application in the construction of new types of reinforcement with a multi-row periodic profile are presented. The research methods and equipment described in the article are used at the NIIZHB n.a. A.A. Gvozdev and at VNIIzhelezobeton.

Results. According to the research results, the positive qualities of innovative types of fittings with a periodic profile are confirmed, as well as their positive impact on the production and consumption of rebar products in the Russian Federation and abroad.

Conclusions. In Russian Federation, innovative types of periodic profiles of the surface of rods with a multi-row arrangement of transverse ribs have been developed for the production of rebar products. This makes it possible to significantly improve the production and consumer properties of domestic reinforcement for reinforced concrete structures and ensure its high competitiveness in world markets.

The innovativeness of the new fittings is confirmed by domestic and foreign patents for inventions.

New rebar rolled products with profiles for common use of classes A500SP, Au500SP, as well as rolled products with screw profiles of classes Ab500P and higher, have been mastered by the metallurgical industry and used in domestic and foreign (Kazakhstan, Kyrgyzstan, Mongolia) construction in the amount of about 5.0 million tons.

The characteristics of reinforcement with an innovative multi-row profile can significantly increase the crack resistance of reinforced concrete structures, as well as the safety of construction sites under emergency dynamic loads (seismic, explosions, impacts, etc.). In low-rise and other types of construction, maintaining the adhesion of new reinforcement to concrete during its plastic deformation in overlapping non-

welded joints and anchoring sections of reinforced concrete elements contributes to the redistribution of forces in building structures, and, consequently, reduces the likelihood of their progressive collapse with catastrophic consequences.

The mass introduction of new types of fittings in construction will ensure a multibillion-dollar economic effect in its production and application.

Keywords: reinforced concrete, reinforcement, multi-row periodic profile, rolled products, annular profile, double-row profile, six-row profile, four-row profile, spacer, safety

For citation: Tikhonov I.N., Zvezdov A.I., Safonov A.A., Tikhonov G.I. Development and implementation of valves with an innovative periodic profile. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3(634), pp. 42–65. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-42-65](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-42-65) EDN: GLFMGV

Authors contribution statement

Tikhonov I.N. – authorship of patents, conducting research, leading the implementation of innovative types of fittings, writing an article.

Zvezdov A.I. – co-authorship of patents, participation in research and implementation of innovative types of fittings, participation in writing an article.

Safonov A.A. – participation in research and implementation of innovative types of fittings, participation in writing the article.

Tikhonov G.I. – co-authorship of patents, participation in research and implementation of innovative types of fittings, preparation of graphic materials, participation in writing an article.

Financing

The study had no sponsorship.

Conflict of interest

The authors declare that there is no conflict of interest.

Received 04.05.26

Revised 01.06.26

Accepted 04.06.26

Совместная работа бетона и арматуры обеспечивается эффективностью сцепления их контактных слоёв, зависящего от множества причин, главной из которых является конструкция периодического профиля поверхности арматурных стержней.

Периодичность профиля арматуры первоначально осуществлялась с помощью рифления стержней квадратного сечения, путём скрутки, а такжековки и прокатной опрессовки (рис. 1). В процессе освоения прокатного производства арматуры была установлена целесообразность и эффективность нанесения профиля в процессе её изготовления на прокатном стане (рис. 2, 3). Технологические особенности прокатного производства арматуры с периодическим профилем, как и её потребительские свойства, во многом определяли разнообразие конструкций рифления поверхности стержней с различными видами сердечника [1].

В СССР исследованиям по совершенствованию конструкции периодического профиля арматуры уделялось большое внимание.

В 1966 г. на Макеевском металлургическом заводе им. С.М. Кирова при участии сотрудников НИИЖБ Госстроя СССР выполнялась прокатка арматуры с различными типами периодического профиля [1]. В результате была разработана конструкция нового вида арматурного профиля, который некоторое время выпускался ограниченным объёмом по специальным техническим условиям (рис. 4). Экспериментально была установлена высокая прочность сцепления арматуры с новым профилем с бетоном, а также её достаточно высокие динамические характеристики. Из-за технологических трудностей изготовления данного вида профиля арматуры, он не нашёл массового применения.

В 1990-х годах на Белорусском металлургическом заводе, также с участием НИИЖБ, отработывалась прокатка арматуры с различными видами сердечника и периодического профиля (рис. 5, 6). Исследовались технологичность производства, влияние вида сердечника и профиля на механические свойства арматуры при статическом и динамическом нагружении, а также её сцепление с бетоном. Впервые была установлена эффективность использования в производстве арматуры класса А500 в мотках диаметром 5–6 мм сердечника квадратной и тrefовидной формы, на которые позже был получен патент на изобретение [2]. В этом случае из-за увеличенной площади поверхности, контактирующей с паровоздушной охлаждающей средой, повышалась эффективность термоупрочнения арматуры. На базе данных исследований были сформулированы основные требования к профилю арматуры, учитывающие как современную технологию её производства, так и потребительские свойства. Однако, по ряду обстоятельств, данный арматурный прокат ни в Республике Беларусь, ни в Российской Федерации не нашёл массового применения. В то же время, с 2000-х годов в европейских странах арматура с квадратным сечением сердечника массово производится в мотках диаметром до 16 мм. В настоящее время этот зарубежный опыт перенимается и в России. К сожалению, это не первый и, видимо, не последний случай потери приоритета изобретений нашей страной.

Любое рифление поверхности стержней снижало производительность прокатных станов из-за увеличивающейся изнашиваемости прокатных валков, зависящей от конструктивного решения и геометрии поперечных выступов, а также от наличия их сопряжения с продольными рёбрами. В то же время от эффективности рифления стержней зависело их сцепление с бетоном и сопротивление динамическим нагрузкам. Было установлено, что динамические характеристики арматуры зависят от наличия сопряжения продольных и поперечных рёбер, а также от плавности перехода боковых поверхностей последних с поверхностью сердечника стержня арматуры [3].

Сцепление с бетоном – это важнейшая характеристика поверхности стержней арматуры, определяющая её потребительские свойства при кратковременных, длительных и аварийных воздействиях. Оно во многом обеспечивает безопасность и живучесть железобетонных элементов, а также их экономичность и зависит от множества факторов, установленных экспериментально:

- характеристик арматурного проката (состояние поверхности, профиль, механические свойства), а также его местоположение в конструкциях;
- характеристик бетона (прочность, возраст, состав, свойства цемента и заполнителя);
- технологии приготовления бетона, способа укладки и уплотнения, условий твердения;
- напряжённого состояния железобетонных элементов и их зон, особенно где осуществляется анкеровка и стыковка арматурных стержней;
- конструктивных мероприятий по усилению анкеровки (концевых анкерных устройств, отгибов и т.п.), снижения отрицательного действия распорных усилий от выступов профиля арматуры и др.

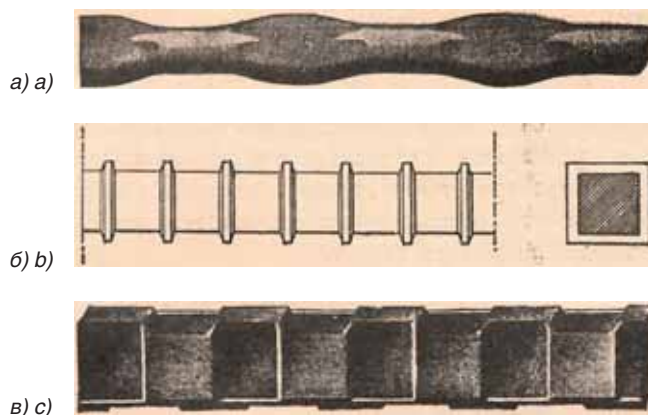


Рис. 1. а) Арматурный профиль Thacher (прибл. 1904), производимый путём прокатки из круглой заготовки; б) Арматурный профиль Джонсона (Johnson), квадратный, с поперечными выступами, применяемый в железнодорожном строительстве в США; в) Арматурный профиль St. Louis Expanded Metal Fireproofing Co, изготавливаемый путём прокатки из квадратной заготовки

Fig. 1. a) The Thacher reinforcing profile (approx. 1904), produced by rolling from a round billet; b) The Johnson reinforcing profile, square, with transverse projections, used in railway construction in the USA; c) The St. Louis Expanded Metal Fire-Proofing Co reinforcing profile, made by rolling from a square workpieces

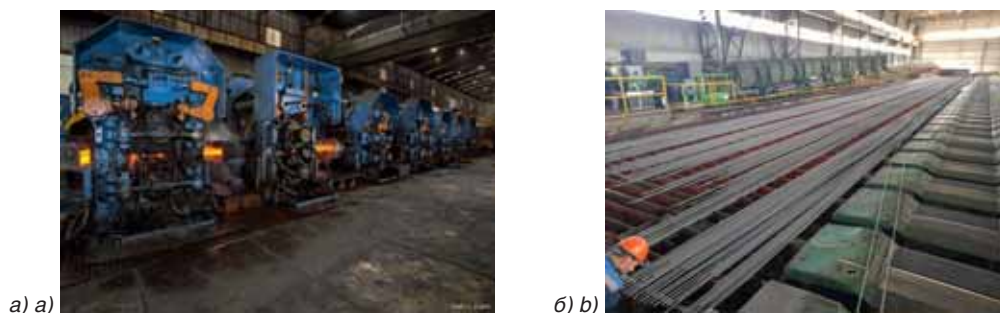


Рис. 2. а) Прокатный стан для производства арматуры; б) Охлаждение арматуры после прокатки
Fig. 2. a) Rolling mill for the production of rebar; б) Cooling of the rebar after rolling

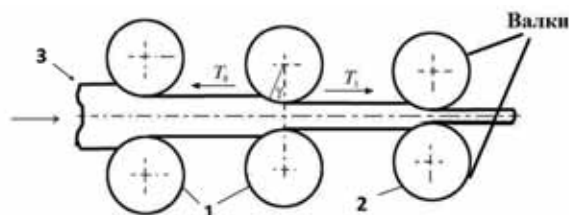


Рис. 3. Условная схема формирования профиля арматурного проката, формирование сечения профиля арматуры валками прокатных клетей
1 – Валки калибровочные; 2 – Валки чистовые (формирующие профиль проката; 3 – Заготовка
Fig. 3. Conditional diagram of the reinforcement profile formation, the formation of a section of the reinforcement profile by rolls of rolling stands
1 – Calibration rolls; 2 – Finishing rolls (forming the profile of rolled products; 3 – Blank

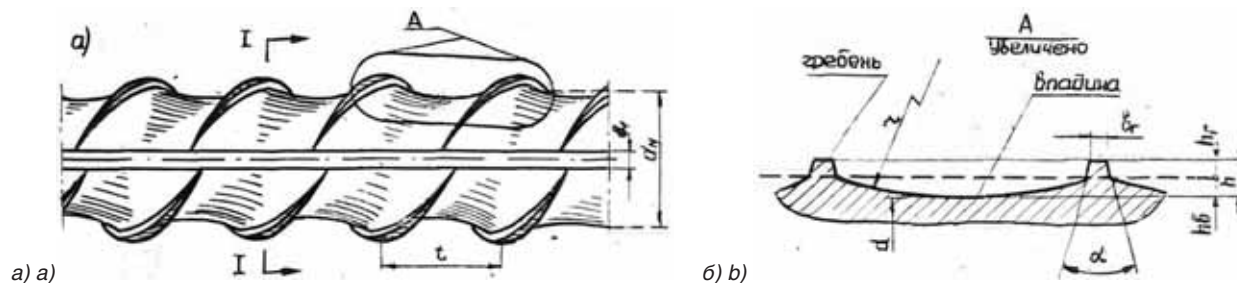


Рис. 4. Периодический профиль арматуры по ЧМТУ 1–944–70
а) Общий вид стержня; б) Деталь профиля (разрез)
Fig. 4. Periodic reinforcement profile according to CMTU 1–944–70
а) General view of the rod; б) Profile detail (section)



Рис. 5. Типы экспериментальных профилей арматурного проката: 1 – Круглый; 2, 3, 4 – Серповидный с шагом 7, 10 и 20 мм; 5 – Серповидный овальный; 6 – Трефовидный
Fig. 5. Types of experimental rebar profiles: 1 – Round; 2, 3, 4 – Crescent-shaped with a pitch of 7, 10 and 20 mm; 5 – Crescent oval; 6 – Club-shaped

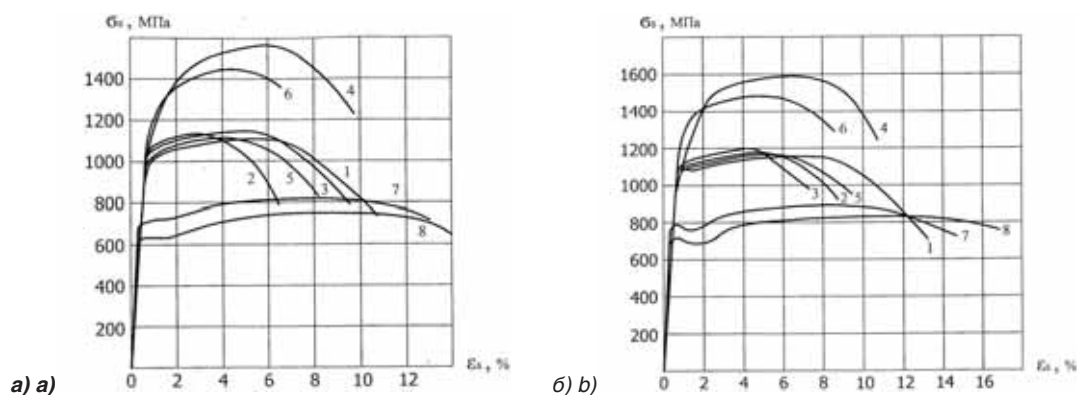


Рис. 6. Диаграммы растяжения арматурной стали Ø12 мм с различными видами профилей:
 а) При статическом нагружении; б) При динамическом нагружении за 0,1 сек: 1 – круглый; 2 – серповидный двухсторонний, $t = 7$ мм; 3 – $t = 10$ мм; 4 – $t = 20$ мм; 5 – серповидный овальный; 6 – трефовидный; 7, 8 – кольцевой профиль по ГОСТ 5781
Fig. 6. Stretching diagrams of reinforcing steel Ø12 mm with various types of profiles:
 а) Under static loading; б) Under dynamic loading in 0.1 seconds: 1 – round; 2 – double-sided crescent, $t = 7$ mm; 3 – $t = 10$ mm; 4 – $t = 20$ mm; 5 – crescent oval; 6 – club-shaped; 7, 8 – ring profile according to GOST 5781

Взаимодействие арматурного стержня с бетоном, причины разрушения сцепления

Анализируются три варианта взаимодействия арматуры с бетоном из опытов авторов:

- вытягивание арматуры из бетонных кубов (рис. 7);
- растяжение арматуры, забетонированной в центре призмы (рис. 8);
- испытания изгибаемых железобетонных балок.



Рис. 7. Вытягивание арматуры из бетонных кубов:
 а) расположение образца в разрывной машине; б) вид арматурного стержня после испытаний
Fig. 7. Pulling reinforcement from concrete cubes:
 а) the location of the sample in the bursting machine; б) the type of reinforcement rod after testing

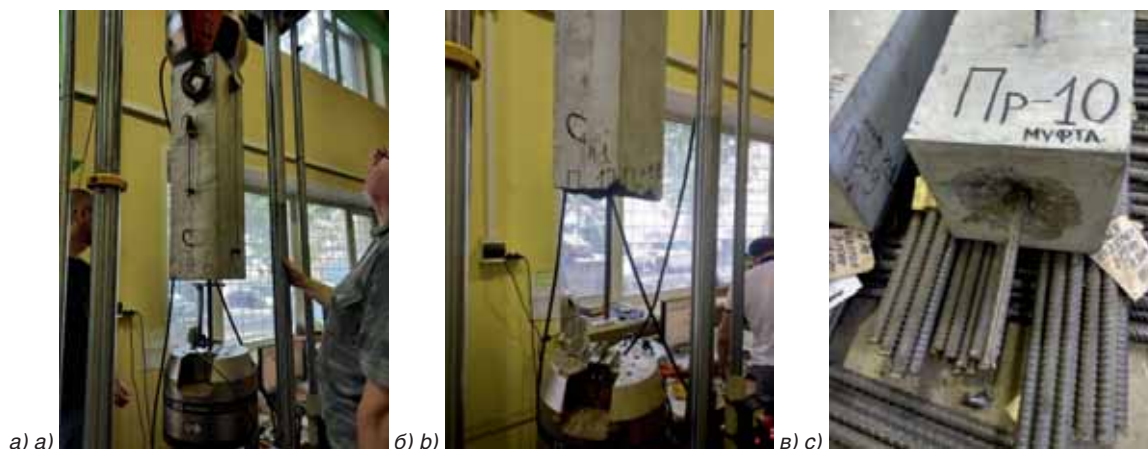


Рис. 8. Растяжение арматуры, забетонированной в центре призмы:
 а) испытание образца; б, в) испытанные образцы
Fig. 8. Stretching of the reinforcement concreted in the center of the prism:
 а) sample test; б, в) tested samples

Взаимодействие арматурного стержня с бетоном можно разделить на 5 стадий (рис. 9).

Стадия I (до образования трещин в бетоне)

При низких напряжениях в растянутой арматуре ($= 0,2-0,3$) ее сцепление с бетоном (τ) обеспечивается как химической адгезией (в основном гладкие стержни), так и сопротивлением вытягиванию стержней поперечными ребрами арматуры (арматура с периодическим профилем). Сдвига (проскальзывания) стержня в контактном слое не происходит (кубы), трещины не образуются (призмы, балки).

Стадия II (начальное трещинообразование)

При напряжениях в арматуре ($\sigma_s = 0,3-0,6\sigma_{\text{с}}$) химическая адгезия нарушается, а от поперечных ребер стимулируется развитие значительных контактных напряжений в бетоне. У вершин ребер инициируются поперечные трещины, способствующие сдвигу стержня. На этой стадии расклинивающее действие поперечных ребер еще ограничено и раскалывания бетона в контактном его слое не происходит или оно имеет локальный характер.

Стадия III (развитие трещин)

При довольно высоких напряжениях в арматуре ($\sigma_s = 0,6-0,85\sigma_{\text{с}}$) происходит развитие поперечных и образование в бетоне протяженных продольных раскалывающих трещин, распространяющихся в радиальных направлениях.

При слабом поперечном армировании и малом защитном слое бетона стадия III заканчивается, как только радиальные трещины достигают поверхности элемента (сквозное раскалывание τ_3). При этом может произойти локальный вырыв контактирующей с арматурой части бетона на загруженной торцевой поверхности кубов, призм (рис. 8).

Стадия IVa (быстрое разрушение сцепления)

Эта стадия характерна для сцепления гладких стержней. Она наступает сразу же после исчерпания сопротивления сил адгезии.

Шероховатость поверхности стержня усиливает трение, чему может способствовать поверхностная коррозия арматуры.

Стадия IVб (быстрое или замедленное разрушение сцепления)

Данная стадия характерна достижением в арматуре напряжений, близких к пределу текучести. В случае стержней с периодическим профилем в элементах с относительно слабым поперечным армированием продольные трещины раскалывания пересекают защитный слой и распространяются в плоскости расположения рабочей арматуры, в результате чего разрушение сцепления приобретает хрупкий характер. Наибольшую опасность для несущей способности конструкций этот вид разрушения сцепления арматуры с бетоном представляет для участков нахлесточных бессварных соединений арматуры, а также ее анкерирующих концевых участков. Достаточное количество поперечной арматуры может значительно усилить сцепление даже при расколе бетонного массива, играя роль обоймы.

В стадии IVб при напряжениях в арматуре, близких и равных пределу текучести, могут быть достигнуты неизбежные и часто неприемлемые при обычных условиях эксплуатации конструкций деформации сдвига стержня на загруженном конце. В этом случае возможно хрупкое разрушение бетона с его отрывом (рис. 8б) или вырывом (рис. 8в) в торцевых частях бетонных элементов (например, призм), сопровождающее разрыв арматуры. В изгибаемых и внецентренно-сжатых элементах наиболее опасно, на данном этапе, хрупкое разрушение бетона сжатой зоны в нормальных и наклонных сечениях при незначительном пластическом деформировании арматуры до ее разрыва.

В зависимости от многих обстоятельств (прочность бетона, наличие поперечного армирования, конструкция профиля арматуры, длина анкеровки стержней и т.п.), при увеличении сдвига, прочность сцепления может сначала возрастать, а затем сохраняться на этом уровне или начать падать (рис. 9).

В конце стадии IVб сцепление приобретает характер сухого трения, так как бетонные консоли между ребрами оказываются раскошенными или срезанными, а ребра перемещаются относительно окружающего бетона без усиления эффекта расклинивания (рис. 10).

Стадия IVб мало изучена и поэтому любые новые экспериментальные результаты представляют значительный практический интерес. Данная стадия имеет особое значение для обеспечения живучести железобетонных элементов в экстремальных ситуациях, таких как сейсмическое, аварийное, ударное и взрывное воздействие. В этих случаях целесообразно значительное продление стадии IVб, так как во времени ее существования происходит перераспределение усилий в сечениях и узловых соединениях железобетонных конструкций, позволяющих значительно снизить динамический эффект нагружения и предотвратить катастрофическое прогрессирующее обрушение конструкций, исключить гибель находящихся в зданиях людей и сохранить имеющееся там ценное оборудование.

Стадия V (разрушение сцепления с возможным разрывом металла арматуры)

Стадия характеризуется деформациями арматуры в зоне ее упрочнения вплоть до $\sigma_{\text{с}}$ и разрыва стержней. Когда расклинивающие силы арматурных стержней с периодическим профилем воспринимаются поперечным армированием или же массивностью бетона, сквозного расклинивания бетона конструкций не происходит и разрушение сцепления носит характер среза.

В этом случае процесс разрушения сцепления последовательно изменяется от смятия к трению, а критерием такого перехода является прочность на срез бетонных консолей (рис. 10а).

Сопротивление разрушению сцепления зависит во многом от конструкций периодического профиля поверхности стержней. Увеличение площади смятия поперечных ребер, длины бетонных консолей, а также изменение их конфигурации позволяет значительно повысить прочность сцепления арматуры с бетоном, продлить стадию IVб и обеспечить стадию V.

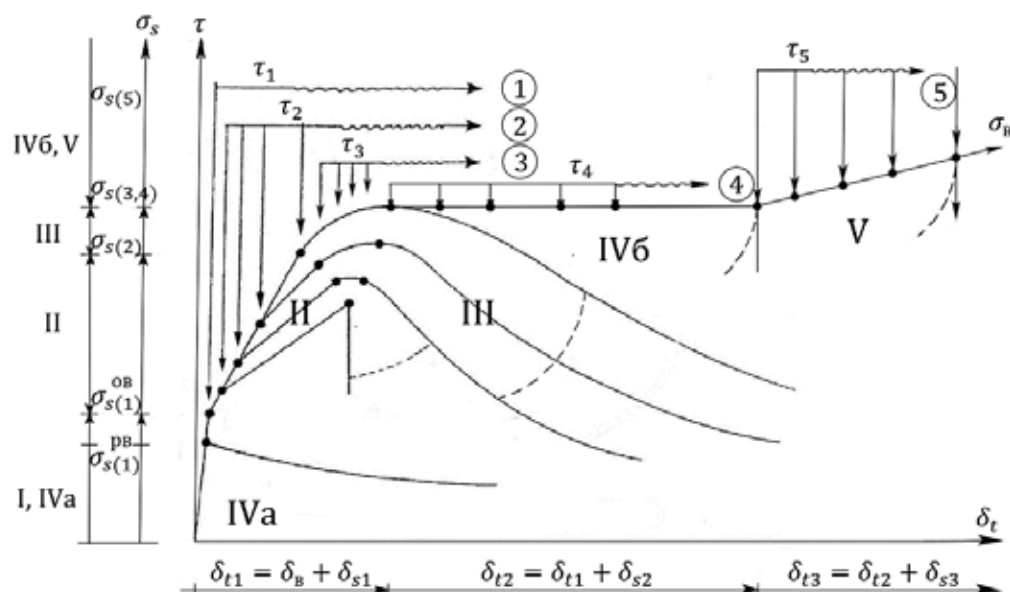


Рис. 9. Соотношение напряжений растяжения в арматуре (σ_s), усредненных касательных напряжений сцепления (τ) и смещения (сдвига) стержня относительно бетона (δ_t), суммирующего деформации стержня из-за бетона (δ_b) и арматуры (δ_s);

1 – образование поперечных трещин; 2 – ограниченное раскалывание; 3 – сквозное раскалывание; 4 – текучесть металла арматуры; 5 – упрочнение металла арматуры; δ_b – смещение от сдвига в контактном слое и сдвиговых деформаций бетона; δ_{s1} – деформации арматуры до σ_T ; δ_{s2} – деформации на площадке текучести; δ_{s3} – деформации в зоне упрочнения после достижения σ_T .
Fig. 9. The ratio of tensile stresses in reinforcement (σ_s), the average tangential stresses of adhesion (τ) and displacement (shear) of the rod relative to concrete (δ_t), summing the deformations of the rod due to concrete (δ_b) and reinforcement (δ_s); 1 – formation of transverse cracks; 2 – limited splitting; 3 – through splitting; 4 – metal fluidity of reinforcement; 5 – reinforcement metal hardening; δ_b – displacement from shear in the contact layer and shear deformations of concrete; δ_{s1} – reinforcement deformations up to σ_T ; δ_{s2} – deformations at the yield point; δ_{s3} – deformations in the hardening zone after reaching σ_T .

Результаты зарубежных экспериментов с европейской двухрядной арматурой показали, что наступление текучести в стержне резко ухудшает сцепление.

Было установлено, что проявление влияния текучести близко к тому, что наблюдается при выходе на поверхность защитного слоя трещин раскалывания (IVб на рис. 9), что суть такого влияния до конца не понятна и причины, влияющие на этот процесс, пока экспериментально не установлены. Предполагается, что в результате сужения стержня при деформациях за пределом текучести компоненты радиального давления P^* и P^{**} могут уменьшаться, а, следовательно, может уменьшиться и усилие макротрения. Возможно также, что текучесть стали изменяет геометрию поперечных ребер, уменьшая площадь их проекции на нормальную продольной оси плоскость, следовательно, уменьшая сопротивление смятию [4].

Эффективность бетонной обоймы на стадии III зависит от конструкции профиля арматуры, толщины защитного слоя бетона и расстояния между стержнями, от поперечного армирования, поперечного обжатия и пр.

Стадия III наиболее характерна для работы железобетонных элементов при рабочих нагрузках. Поэтому именно эта стадия привлекала до настоящего времени внимание исследователей, тогда как стадии IVб и V изучены значительно меньше.

Наиболее опасными, характерными для этого случая разрушения являются участки анкеровки и особенно нахлестки стержней при их соединении в железобетонных конструкциях без сварки. В последнем случае усилия от раскалывания концевых участ-

ков стыкуемых стержней увеличиваются практически в 2 раза.

Основные виды периодических профилей арматурного проката массового применения

Основными видами периодического профиля стержневого арматурного проката, являются кольцевой и серповидный (рис. 11, 12).

Кольцевой профиль имеет замкнутые по периметру поперечные ребра, пересекающие продольные. Серповидный – прерывчатые по периметру поперечные ребра серповидной формы, не пересекающие продольные ребра.

Арматура с кольцевым профилем производилась в СССР, РФ и странах СНГ массово до 1993 г., в ограниченных количествах, в основном для транспортного строительства, ее производят и в настоящее время по ГОСТ 5781–82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций».

Высокая прочность и низкая деформативность сцепления арматуры с кольцевым профилем с бетоном в эксплуатационной стадии нагружения, в основном определяющие момент образования и ширину раскрытия трещин, установленные в результате многочисленных опытов с изгибаемыми и внецентренно сжатыми железобетонными элементами, позволили разработать и внедрить нормативные требования для проектирования СНиП 2.03.01–84* «Бетонные и железобетонные конструкции», наиболее прогрессивные, из действующих в мире, по обеспечению высоких технико-экономических показателей в строительстве.

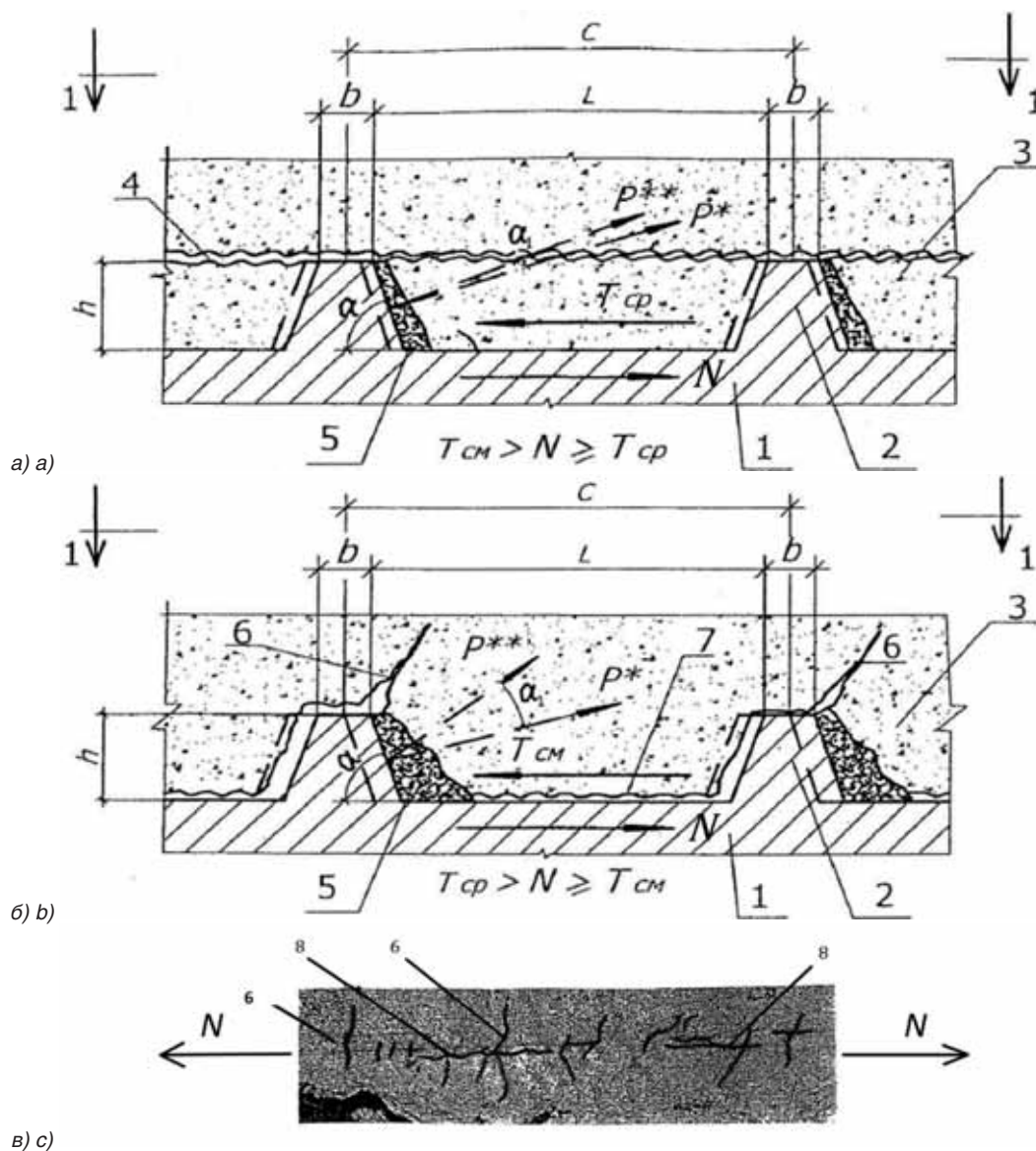


Рис. 10. Характер разрушения бетонных шпонок при сдвиге: а) От среза; б) От смятия; в) Трещины в бетоне на нижней поверхности ж/б балки; 1 – сердечник арматуры; 2 – поперечное ребро; 3 – бетон; 4 – поверхность среза; 5 – зоны смятия бетона; 6 – поперечные трещины от смятия; 7 – отслоение бетона от арматуры в результате распора; 8 – продольные трещины от распора; N – внешнее усилие; T_{cp} и T_{cm} – разрушающие усилия от среза и от смятия

Fig. 10. The nature of the destruction of concrete dowels during shear: а) From shear; б) From crumpling; в) Cracks in concrete on the lower surface of the railway beam; 1 – reinforcement core; 2 – transverse rib; 3 – concrete; 4 – cut surface; 5 – concrete crumpling zones; 6 – transverse cracks from crumpling; 7 – detachment of concrete from reinforcement as a result of strutting; 8 – longitudinal cracks from the strut; N – external force; T_{cp} and T_{cm} – destructive forces from shear and from crumpling



Рис. 11. Кольцевой периодический профиль: а) Общий вид; б) Конфигурация профиля

Fig. 11. Circular periodic profile: а) General appearance; б) Profile configuration

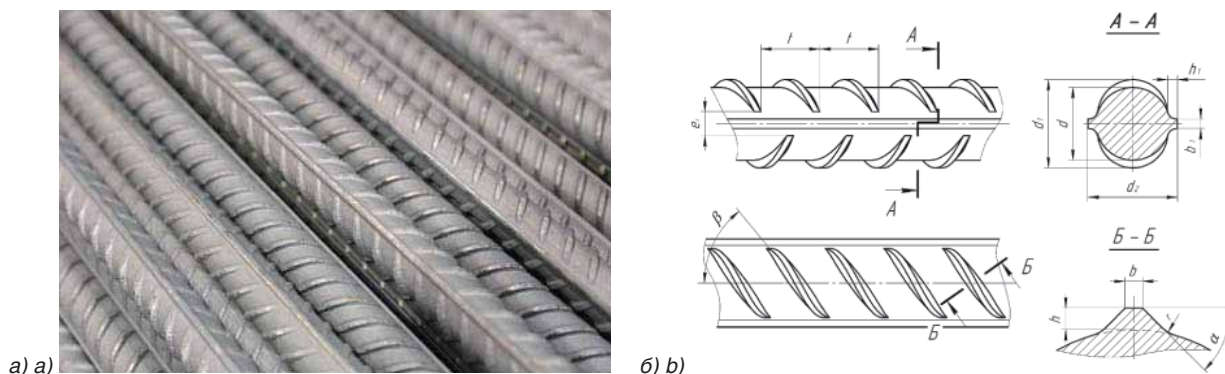


Рис. 12. Серповидный (европейский) периодический профиль: а) Общий вид; б) Конфигурация профиля
Fig. 12. Crescent-shaped (European) periodic profile: a) General appearance; b) Profile configuration

В результате исследований и промышленного внедрения был также обнаружен ряд существующих недостатков в производстве и эксплуатации арматуры с кольцевым профилем:

- низкий предел выносливости арматуры при динамическом нагружении из-за наличия очагов концентрации напряжений в местах пересечения продольных и поперечных ребер;
- быстрая изнашиваемость прокатных валков для производства арматуры из-за технологических дефектов при их изготовлении и эксплуатации;
- конструкция профиля обеспечивает высокую прочность и низкую деформативность сцепления в эксплуатационной и удовлетворительную прочность в запредельной стадиях нагружения из-за высокой распорности только при наличии эффекта обоймы от поперечного армирования и при высокой прочности бетона и его большого объема вокруг стержня.

Одной из не очень удачных попыток совершенствования конструкции профиля арматурного проката была разработка и активное внедрение европейского двухстороннего серповидного профиля. Арматура с данным профилем нашла массовое применение за рубежом.

В начале 1990-х годов металлурги России стали осваивать международные рынки арматурного проката. Это потребовало унифицировать профили отечественной арматуры с требованиями зарубежных норм, наладить производство и внедрение европейской серповидной арматуры в железобетонных конструкциях.

В России и странах СНГ серповидная арматура стала производиться по СТО АСЧМ 7–93 «Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия».

К сожалению, новая конструкция профиля с серповидными поперечными ребрами, вопреки ожиданиям металлургов, не привела к увеличению стойкости прокатных валков [5].

Положительный фактор увеличения выносливости арматуры из-за отсутствия пересечений продольных и поперечных ребер нивелировался снижением прочности и повышением деформативности ее сцепления в результате уменьшения критерия Рема, браковочное значение которого было назначено $f_R \geq 0,056$.

Уменьшение прочностных показателей сцепления новой серповидной арматуры относительно кольцевой по ГОСТ 5781–82 были учтены в требованиях к нахлестке и анкеровке стержней, ширине раскрытия трещин, в сторону их увеличения, в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», использование которых при проектировании увеличило расход арматуры на 10–30 % по сравнению со СНиП 2.03.01–84. За более чем 20-летнее действие новых нормативных документов в результате массового внедрения европейской арматуры Российская Федерация понесла многомиллиардные экономические потери.

Кроме этого, исследования сотрудников НИИЖБ им. А.А. Гвоздева последних лет, а также катастрофические последствия землетрясения в Турции в феврале 2023 г. показали высокую опасность использования нахлесточных соединений и анкеровки арматуры с серповидным профилем в зданиях и сооружениях, эксплуатируемых в сейсмоопасных районах строительства [6].

Как уже говорилось выше, потеря сцепления арматуры с бетоном во многом определяется распорностью поперечных ребер арматуры, зависящей, в свою очередь, от их формы и геометрических размеров, а также от расположения на поверхности стержня.

Двухрядное расположение поперечных ребер определяет однонаправленное действие распорных усилий, суммарная величина которых на единицу длины зависит от площади (высоты) поперечных ребер, угла наклона их боковых поверхностей и шага расположения по длине (рис. 13). На рис. 14 разрушение опрессованного металлического муфтового соединения с характерным расположением трещин разрыва металла вдоль продольного ребра серповидной арматуры иллюстрирует значительное влияние ориентации расклинивающего усилия при двухстороннем расположении поперечных ребер.

Наличие двухсторонне-ориентированного расклинивающего эффекта способствует ориентации местоположения разрушительного трещинообразования в металле (бетоне), в данном случае, усиливая влияние отдельных производственно-технологических факторов, отрицательно влияющих на качество обжимных муфтовых соединений приведенного вида.

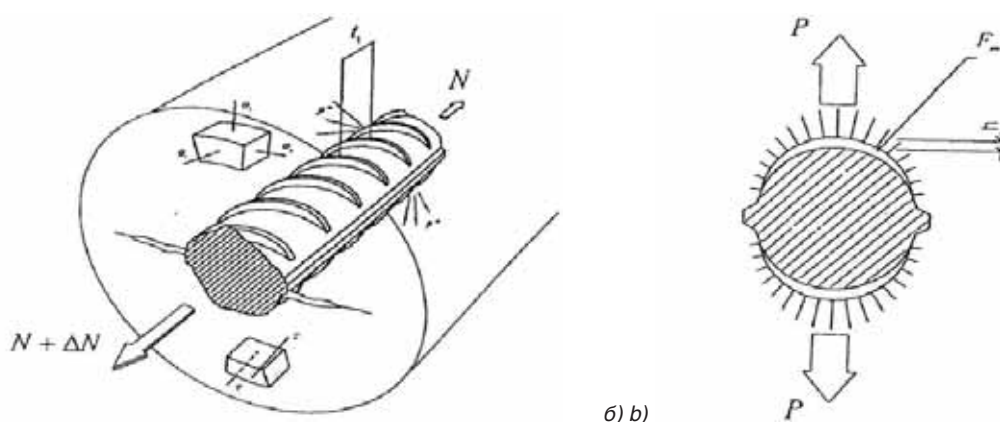


Рис. 13. Схема взаимодействия растянутого стержня с серповидным двухсторонним профилем с окружающей средой:
а) Усилия в зоне передачи напряжений от стержня; б) Распределение усилий распора в поперечном сечении

Fig. 13. Diagram of the interaction of a stretched rod with a sickle-shaped two-sided profile with the environment:
a) Forces in the stress transfer zone from the rod; b) Distribution of strut forces in the cross section



Рис. 14. Разрушение опрессованного муфтового соединения от расклинивающего эффекта арматуры с двухсторонним расположением поперечных ребер

Fig. 14. Destruction of a crimped coupling joint from the wedging effect of reinforcement with a double-sided arrangement of transverse ribs

По результатам зарубежных и отечественных исследований было установлено, что полностью устранить выявленные недостатки производства и применения кольцевой и серповидной арматуры невозможно. Их наличие определено конструктивными решениями этих профилей.

Инновационные виды профиля арматурного проката, перспективные для массового применения

Многорядный (шестирядный) периодический профиль

С целью повышения технико-экономических и конкурентных показателей отечественного арматурного проката уже давно назрела необходимость разработки принципиально новых конструктивных решений периодического профиля.

Успешной оказалась работа по созданию, исследованию и внедрению арматуры с принципиально новыми конструктивными решениями многорядных периодических профилей [7]. Арматура с шестирядным расположением поперечных ребер класса А500СП

после многолетних экспериментальных исследований была запущена в массовое производство на АО «Евраз ЗСМК» (г. Новокузнецк) и за почти 20-летний период была произведена в объеме около 5 млн тонн (рис. 15). В настоящее время арматура класса А500СП (АРМАКС) производится также Камским металлургическим комбинатом «ТЭМПО».

Новый профиль позволяет без прокатной маркировки специальных символов безошибочно идентифицировать класс прочности арматуры на поверхности стержней, что практически исключает возможность случайного попадания в конструкции арматуры низшего класса прочности.

По сравнению с серповидным двухрядным новый профиль позволяет при одинаковой высоте поперечных полусерповидных и серповидных (рис.15б) ребер за счет их шестирядного расположения увеличить относительную площадь смятия f_R арматуры в 1,3–1,4 раза, а шаг ребер в каждом ряду на 10–15 % (рис.15). При этом только полусерповидные ребра имеют пересечение с продольными ребрами (рис.15б)



Рис. 15. Многорядный (шестирядный) периодический профиль:
 а) Общий вид; б) Конфигурация профиля А500СП производства: в) – ЕВРАЗ; г) КМК «ТЭМПО»
Fig. 15. Multi-row (six-row) periodic profile:
 а) General appearance; б) Profile configuration; А500SP produced by: с) – EVRAZ; д) KMK TEMPO

Такая конструкция профиля за счет увеличения сопротивления смятию и срезу зигзагообразных, непрерывных по длине междуреберных бетонных шпонок, а также благодаря эффективной работе внедренных в них зерен крупного заполнителя, позволяет значительно повысить прочность и жесткость сцепления арматуры с бетоном.

Шестирядная компоновка серповидных и полусерповидных ребер делает более равномерным по контуру сечения стержня распределение расклинивающих бетон усилий распора, возникающих в зонах анкеровки или нахлестки арматуры, и уменьшает опасность возникновения продольных трещин раскалывания (рис. 16).

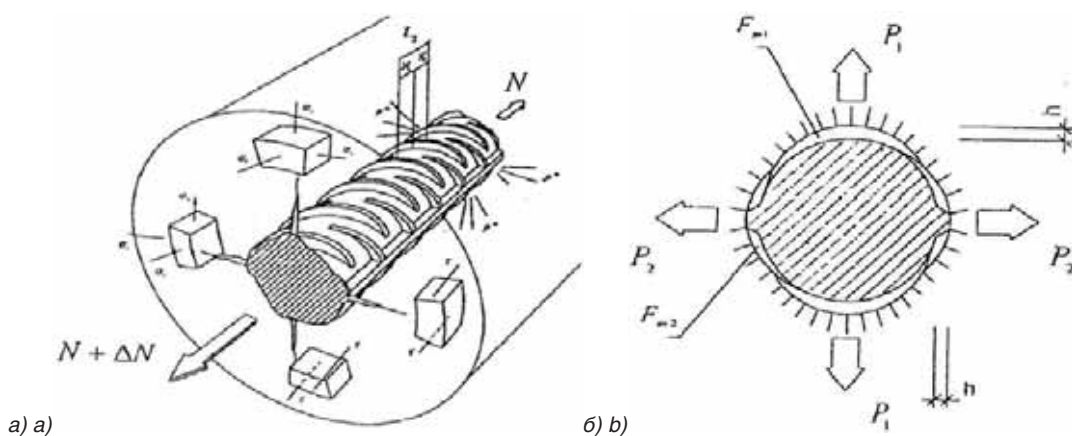


Рис. 16. Схема взаимодействия растянутого стержня с шестирядным профилем с окружающей средой:
 а) Усилия в зоне передачи напряжений от стержня; б) Распределение усилий распора P_1 и P_2
Fig. 16. Diagram of the interaction of a stretched rod with a four-row profile with the environment:
 а) Forces in the stress transfer zone from the rod; б) Distribution of strut forces

При разработке конструкции нового профиля предполагалось улучшить показатели по выносливости при многократно повторяющихся нагрузках. Этому способствовали уменьшенные в два раза отно-

сительно кольцевого профиля потенциальные очаги концентрации напряжений в местах пересечения поперечных ребер с продольными, также была исключена замкнутость поперечных ребер по периметру.

Кроме этого, в технических условиях на изготовление нового профиля предусматривается плавность сопряжения боковых поверхностей поперечных и продольных ребер с поверхностью сердечника.

Увеличение расстояния между поперечными ребрами каждого ряда снизило вероятность разрушения перемычек между канавками на поверхности формирующих прокатных валков и позволило повысить их стойкость при эксплуатации [5].

Опыты по сцеплению с бетоном подтвердили правильность принятого конструктивного решения. Они проводились с использованием сопоставительных

исследований при одинаковых исходных условиях по прочности бетона и арматуры, диаметру стержней, длине анкеровки, методике испытаний и т. п.

Эффективность сцепления арматуры с бетоном определялась по общепринятой методике вытягивания стержней из бетонных кубов.

Отдельные результаты исследований приведены на рис. 17.

Каждый график смещения торца короткого выпуска стержня относительно поверхности бетонного куба и деформаций арматуры построен по 3–10 образцам-близнецам.

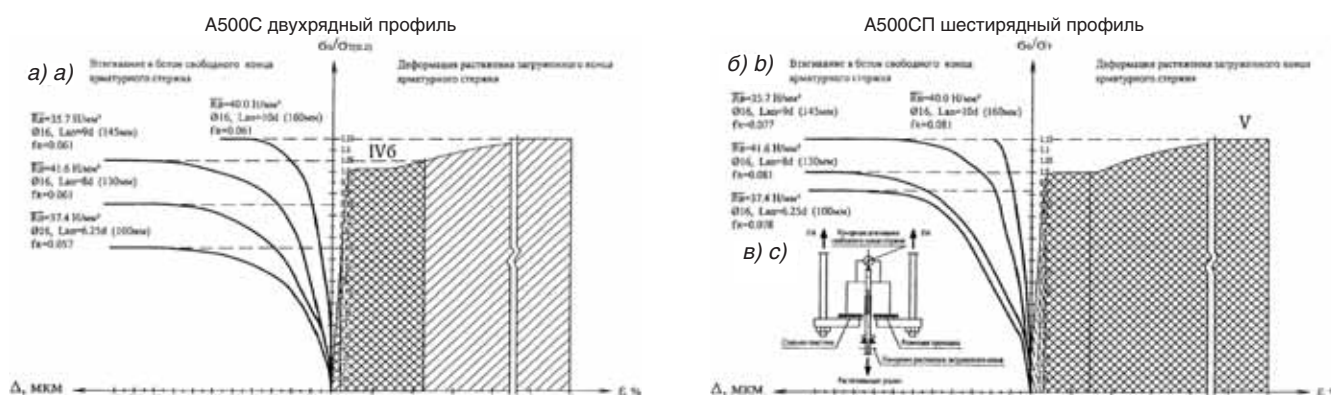


Рис. 17. Деформации вытягивания ненагруженного конца стержня и энергоемкость сцепления арматуры Ø 16 мм с бетоном: а) Арматура с серповидным двухрядным профилем А500С; б) Арматура с шестирядным профилем А500СП; в) Схема испытаний
Fig. 17. Retraction deformations of the unloaded end of the rod and the energy intensity of coupling of reinforcement Ø 16 mm with concrete: а) Reinforcement with a crescent-shaped double-row profile; б) Reinforcement with a four-row profile; в) Test scheme

На рис. 17а, б приведены графики, построенные для арматуры классов А500 диаметром 16 мм с серповидным двухрядным и шестирядным профилями при длинах анкеровки в бетоне 6,25; 8, 9 и 10d.

Для оценки сцепления до и после достижения предела текучести замерялись деформации нагруженного конца арматуры (рис. 17в).

Нарушение сцепления и разрушение всех образцов с длиной анкеровки 6,25; 8 и 9d произошло в результате среза бетонных консолей между поперечными ребрами арматуры и носило пластический характер. Образцы, имеющие длину анкеровки 10d, кроме двух, с серповидным двухсторонним профилем, были разрушены от разрыва арматуры.

Жесткость сцепления, характеризуемая наклоном кривых у арматуры с новым профилем (шестирядного), была заметно выше, чем у арматуры европейского профиля (серповидного двухрядного).

Превышение максимального усилия при выдергивании стержней с новым профилем над арматурой с европейским профилем достигало 27 %.

Живучесть многорядного профиля подтверждается также замерами пластических удлинений, выполненными для этой цели, на стержнях, извлеченных из бетона после испытаний, в пределах длины их анкеровки (рис. 18). В данном случае оценка производилась по изменению поперечного размера стержня по длине анкеровки. Разницу деформирования анкерирующих участков стержней классов А500СП и А500С в бетоне можно оценить по эпюрам

удлинений, отличающихся по площади в 2–3 раза в пользу А500СП.

Таким образом, выполненные исследования позволили установить способность стержней с новым многорядным профилем при экстремальных условиях сохранять максимально достигнутую прочность сцепления даже при значительных пластических деформациях стержней при напряжениях на уровне предела текучести и даже выше.

Полученные опытные данные свидетельствуют о том, что новый периодический профиль при длине анкеровки в 3–4 раза меньше требуемой СНиП для восприятия расчетного сопротивления не только обеспечивает более значительные усилия вытягивания стержней из бетона по сравнению с серповидным двухсторонним профилем, но и способен сохранять повышенное сопротивление сцепления при значительно больших (в несколько раз) пластических деформациях, то есть может обеспечить более высокую живучесть конструкций в экстремальных ситуациях.

За время производства новой арматуры установлено:

- стойкость калибров прокатных валков возросла на 20–40 % из-за уменьшения в 2 раза количества поперечных канавок, не выходящих на продольные ребра и увеличения размера перемычки металла между ними;
- возможность регулирования величины критерия Рема (f_R) изменением длины четвертных ребер и увеличением высоты всех поперечных ребер с выполнением условий по их полному заполнению металлом;

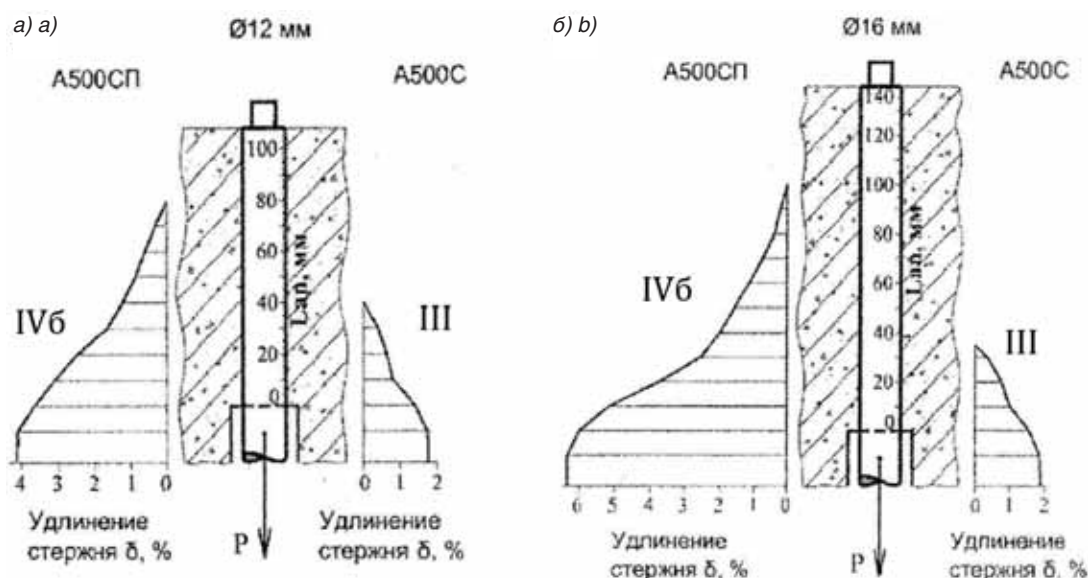


Рис. 18. Распределение пластических удлинений арматурных стержней в пределах зоны заделки арматуры в бетон с $l_{an} = 9d$:

a) Ø 12 мм; б) Ø 16 мм

Fig. 18. Distribution of plastic extensions of reinforcing rods within the reinforcement embedding zone in concrete with $l_{an} = 9d$:

a) Ø 12 mm; б) Ø 16 mm

– легкость выполнения требований по стабильному производству арматуры с браковочным минимумом критерия Рема ($f_R \geq 0,075$), обеспечивающим высокие показатели сцепления арматуры с бетоном;

– выносливость при динамическом нагружении новой арматуры сопоставима с показателями арматуры с «европейским профилем» и выше, чем у кольцевой арматуры из-за отсутствия замкнутых по окружности поперечных ребер и уменьшения в 2 раза поперечных ребер, пересекающихся с продольными;

– увеличение прочности арматурного проката на 2–3 % в связи с увеличенной площадью поверхности

стержней, контактирующей с охлаждающей водовоздушной средой в процессе термомеханического упрочнения при прокатке ($f_R \geq 0,075$) по тем же режимам, что и используемых при производстве «европейской» арматуры ($f_R \geq 0,056$).

Механические соединения обычной арматуры

В последнее время в отечественной и зарубежной практике нашли широкое применение механические соединения арматурных стержней с помощью различных приспособлений (рис. 19).

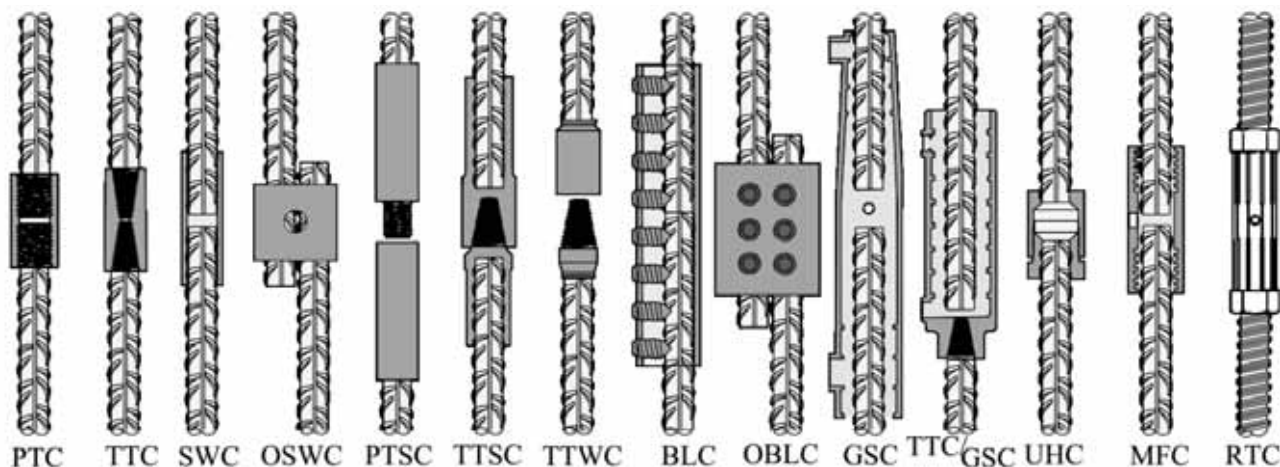


Рис. 19. Виды механических соединений, применяемых за рубежом. (Напезные: PTC Parallel threaded, TTC Taper threaded, PTSC Cold forged sleeve with parallel threads, TTSC Cold forged sleeve with taper threads, TTWC Taper threads from welded heads; (Обжимные: SWC Swaged, OSWC Offset wedge swaged, BLC Bolt lock, OBLC Offset bolt lock); (С заполнителями: GSC Grouted sleeve, TTC/GSC Taper threaded-Grouted sleeve; (Другие: UHC Upset headed, MFC Metal filled, RTC Rib thread)

Fig. 19. Types of mechanical connections used abroad. (Rifled: PTC Parallel threaded, TTC Taper threaded, PTSC Cold forged sleeve with parallel threads, TTSC Cold forged sleeve with taper threads, TTWC Taper threads from welded heads; (Crimping: SWC Swaged, OSWC Offset wedge swaged, BLC Bolt lock, OBLC Offset bolt lock); (With placeholders: GSC Grouted sleeve, TTC/GSC Taper threaded-Grouted sleeve; (Others: UHC Upset headed, MFC Metal filled, RTC Rib thread)

Наиболее актуальным является применение механических соединений в высотном, транспортном и сейсмостойком строительстве. В СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» в п. 6.7.12 требуется: «При диаметре стержней 20 мм и более соединение стержней и каркасов следует выполнять с помощью специальных механических соединений (опрессованных и резьбовых муфт) или сварки независимо от сейсмичности площадки» [10].

В СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» в Приложениях К и Л приведены правила проектирования и конструи-

рования железобетонных конструкций с механическими соединениями арматуры, а также расчёт муфт опрессованных механических соединений [11].

В России большую популярность получили резьбовые соединения Ancon и Dextra (рис. 20), также различные виды обычных (опрессованных) соединений (рис. 21). Они быстро завоевали доминирующую позицию на соответствующем рынке и повсеместно используется для сооружения многоэтажных зданий, атомных и гидроэлектростанций, мостов и прочих массивных строительных объектов (I и II уровня ответственности).

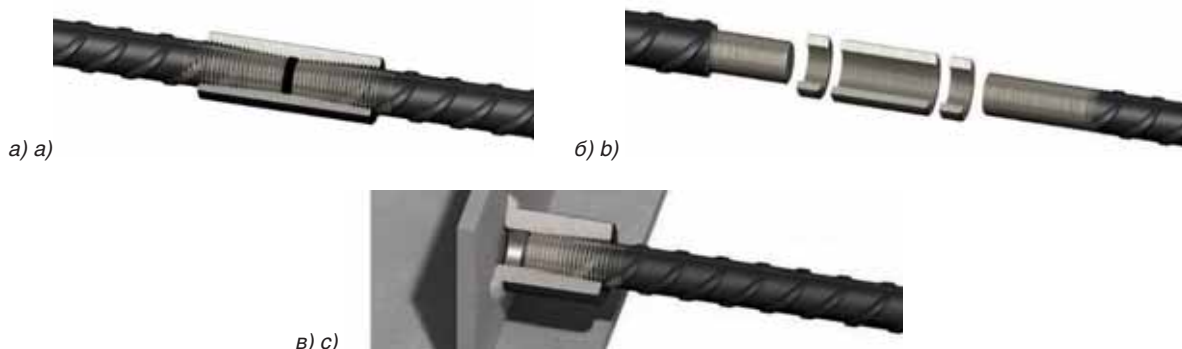


Рис. 20. Резьбовые муфтовые соединения: а – с конической резьбой; б – с цилиндрической резьбой; в – приварная муфта
Fig. 20. Threaded coupling connections: a – with conical thread; b – with cylindrical thread; c – welded coupling

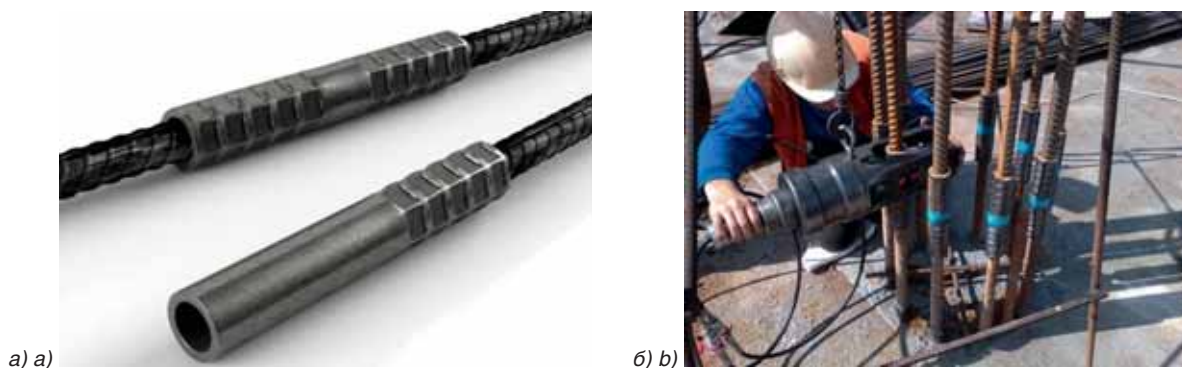


Рис. 21. Обжимное соединение; а – обжимная муфта; б – монтаж соединения
Fig. 21. Crimp connection; a – crimp coupling; b – mounting the connection

Резьбовые соединения имеют ряд преимуществ:

- сокращение времени работ;
- не требует сварочных и вязочных работ;
- сборка не требует крупногабаритного специального оборудования.

А также ряд недостатков:

- срезание верхнего защитного упрочненного слоя арматуры при нарезке резьбы;
- необходимость снятия напряжений в металле (отпуск) после выполнения процедуры холодной накатки резьбы;
- наличие специального оборудования и профессионального выполнения работ;
- однозаходность резьбы, усложняющая или делающая невозможной сборку даже при небольшой несоосности стержней;
- необходимость защиты от механических повреждений;

– пониженная коррозионная стойкость данного вида соединений, в первую очередь с механически нарезанной резьбой;

– необходимость выполнения требований по толщине защитного слоя бетона в местах муфтовых соединений.

Преимущества обжимных соединений:

- простота конструкции соединений;
 - сокращение времени работ;
 - не требует сварочных и вязочных работ.
- Недостатки обжимных соединений:
- увеличение массы монтируемой конструкции;
 - применение тяжелых гидравлических прессов в процессе монтажа;
 - трудность выполнения соединений в условиях высокой насыщенности арматурой.

Обжимные муфтовые соединения арматуры нельзя назвать технологией, которые повторяют заявлен-

ное качество вне зависимости от условий эксплуатации. Имеются случаи агрессивного поведения гидроприводов, которые норовят пробиться каску работающему персоналу и учинить травму на производстве, а также случаи, приведённые на рис. 14.

Арматурный прокат с винтовым профилем

Отличительной особенностью винтового проката по сравнению с обычным является особое расположение рёбер периодического профиля, служащих для усиления сцепления с бетоном и обеспечивающих возможность навинчивания разного рода резьбовых крепёжных элементов – гаек, соединительных муфт,

анкерных гаек с аналогичной внутренней резьбой.

Производство винтового арматурного проката несколько сложнее обычного из-за необходимости синхронизировать вращение прокатных валков с целью образования двухсторонними поперечными рёбрами непрерывной винтовой резьбы (рис. 22). В этом случае также необходимо исключить наличие продольных рёбер, мешающих накручиванию на прокатную резьбу анкерных гаек и соединительных муфт.

В результате сказанного, при производстве прокатной винтовой арматуры, для валков чистовых клетей используют специальные синхронизирующие устройства.

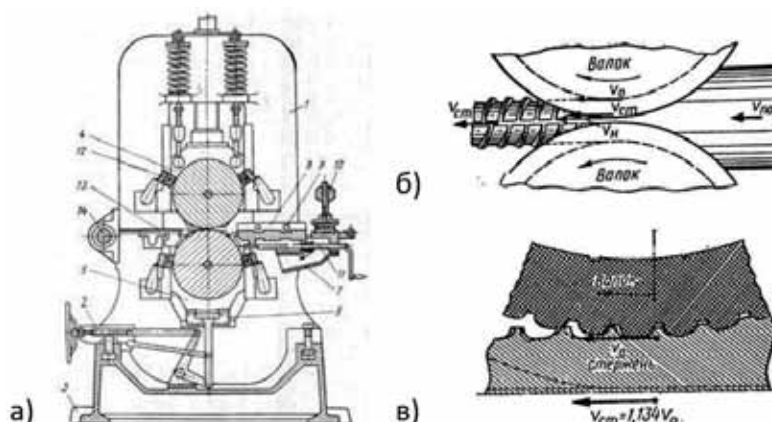


Рис. 22. Прокатка стержней периодического профиля: а) рабочая клеть двухвалкового прокатного стана; б) формирование профиля в чистовых валках; в) возможная схема «сноса» выступов; v_{no} – скорость подачи предчистового овала; v_o – окружная скорость в глубине калибра валка; v_n – окружная скорость наружной поверхности валка; v_{cr} – скорость выхода готового стержня

Fig. 22. Rolling of rods of a periodic profile: a) working cage of a two-roll rolling mill; b) profile formation in finishing rolls; c) possible scheme of "demolition" of protrusions; v_{no} – feed rate of the pre-finishing oval; v_o – circumferential velocity in the depth of the roll gauge; v_n – circumferential velocity of the outer surface roll; v_{cr} – the output speed of the finished rod

Впервые винтовая арматура начала производиться в Германии в конце 60-х годов по инициативе строительной фирмы DYWIDAG на металлургическом заводе Peine-Salzgitter в двух видах: BSt420RU (BSt500S) (для ненапряжённого железобетона) диаметром 16–50 мм и высокопрочная (классов 835/1030, 900/1100 и 1080/1230) диаметром 15–36 мм. В Японии фирмой SUMITOMO производится винтовая арматура

классов SD30, SD35 и SD40 диаметром от 19 до 57 мм (рис. 23). В Венгрии в начале 80-х годов на Оздском металлургическом заводе освоено производство винтовой арматуры классов BSt420/500 и BSt835/1030 сортаментом 12–40 мм. Соединительные элементы за рубежом изготавливаются резанием из шестигранника, или с использованием литья (анкерные и спец-гайки) с изготовлением внутренней резьбы.

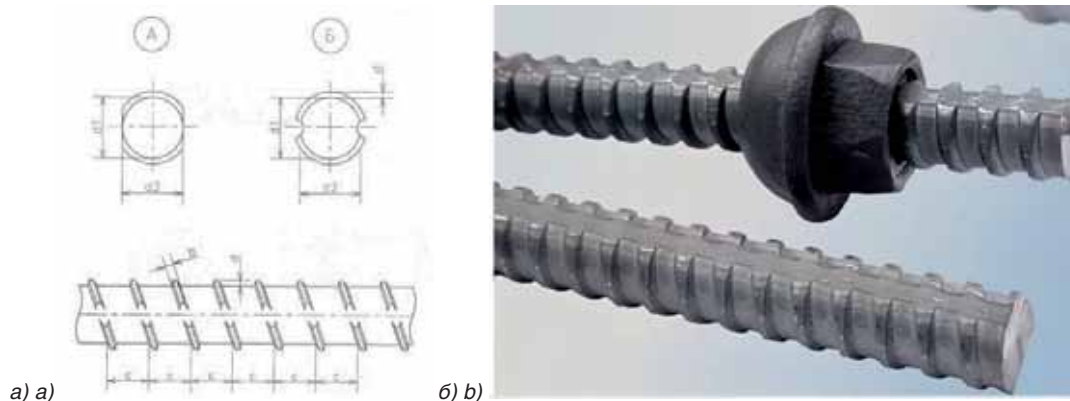


Рис. 23. Арматура винтового профиля с правой резьбой разного поперечного сечения а) с продольными лысками (немецкая ГЕВИ-сталь (GEWI-Stahl); б) с продольными желобками (фирма Сумитомо (SUMITOMO))

Fig. 23. Fittings of a screw profile with right-hand threads of different cross-sections a) with longitudinal grooves (German GEWI-Stahl); b) with longitudinal grooves (SUMITOMO)



Рис. 24. Использование винтовой арматуры для сборного строительства
Fig. 24. Using screw fittings for prefabricated construction

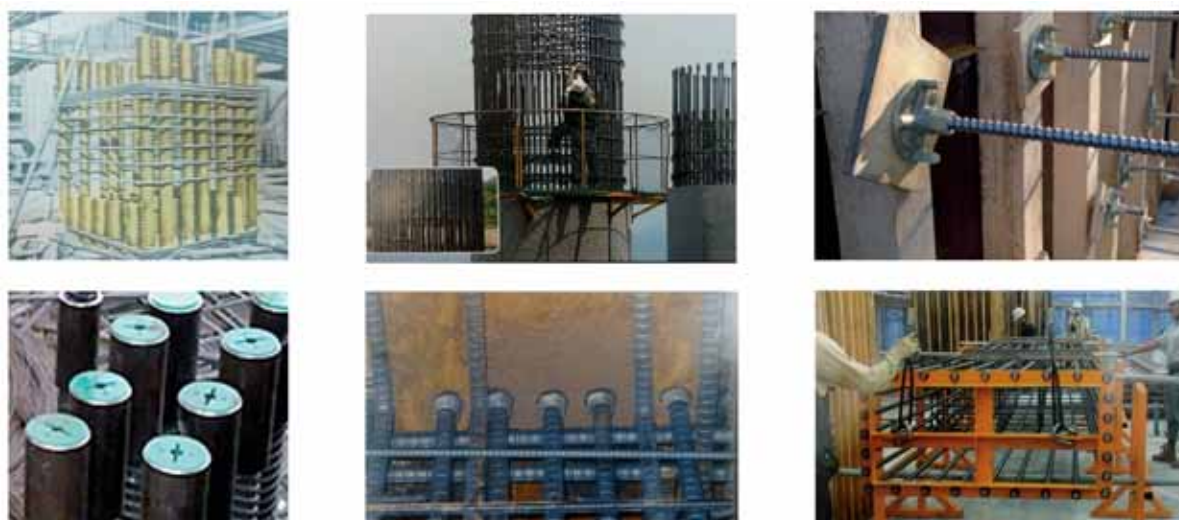


Рис. 25. Использование винтовой арматуры для монолитного строительства
Fig. 25. The use of screw fittings for monolithic construction



Рис. 26. Применение винтовой арматуры в туннельном и прочих видах строительства
Fig. 26. The use of screw fittings in tunnel and other types of construction

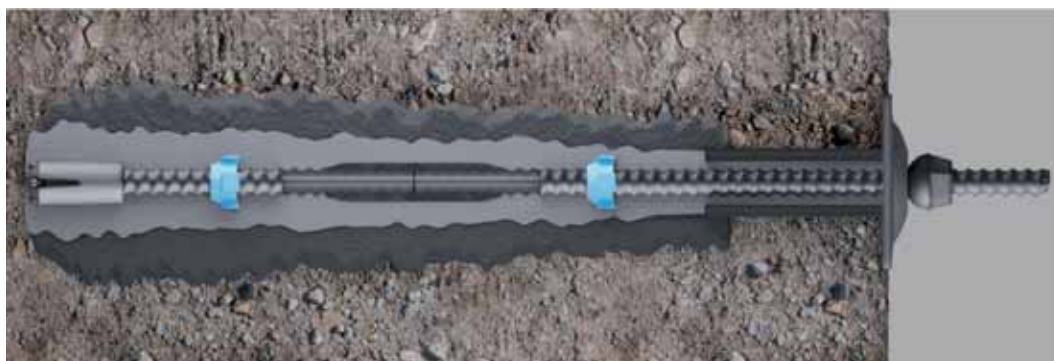


Рис. 27. Применение винтовой арматуры в качестве буроинъекционного анкера
Fig. 27. The use of screw fittings as a drilling anchor

Наиболее широко используемым соединением винтовой арматуры является система «GEWI-Stahl» фирмы «Annahütte», применяемая для монтажа каркасов, анкеровки и других работ (рис. 23–27).

«SAS Systems» с использованием стержней «GEWI-Stahl» этой фирмы включает в себя анкерные тяги и стяжную арматуру, преднапряжённые грунтовые анкера, опалубочные анкера, грунтовые гвозди и болты, микросваи, высокопрочные кессон сваи. Данная система широко используется в зарубежном строительстве. В России делаются попытки её использования в атомно-энергетическом, транспортном и высотном строительстве.

На металлургических предприятиях бывшего СССР с конца 70-х годов предпринималось попытки освоения производства винтовой арматуры (при участии НИИЖБ). Ниже приводится список этих предприятий в хронологическом порядке и виды арматуры, которые на них осваивались:

- Донецкий металлопрокатный завод, № 25, А-III;
- Макеевский меткомбинат, № 25 и 32, А-III и Ат-V;
- Криворожский меткомбинат, № 18, 25 и 32, А-III и Ат-V;
- Западно-Сибирский меткомбинат, № 14, 16, 18, 20 и 25, классов А-III, А500С, Ат-V, Ат-VII и № 36 класса А500С;
- Череповецкий меткомбинат, № 36 класса А-V (23Х2Г2Т);
- Тульский металлопрокатный завод (ТМПЗ), № 16–40, А400, А500.

В небольших количествах винтовая арматура производилась на Криворожском, Западно-Сибирском, Череповецком меткомбинатах и Белорусском металлургическом заводе.

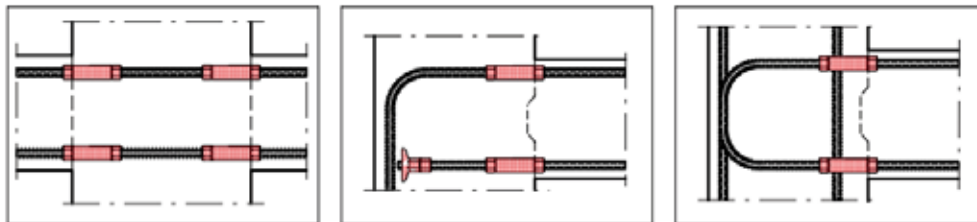
Механические соединения и анкерующие элементы винтовой арматуры

Несмотря на повышенную цену винтовой арматуры по сравнению с обычной, дополнительные расходы на муфты и гайки и усложнение технологии стыковки стержней (затяжка контргаек нормируемым усилием для исключения податливости муфтовых стыков вследствие обмятия резьбы), на зарубежном рынке область применения винтовой арматуры представлена наиболее массово. Это объясняется тем, что за

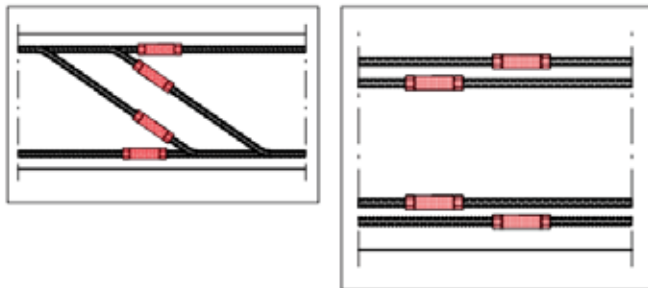
рубежом в монолитном железобетоне арматура в основном стыкуется внахлестку без сварки, при этом, по немецким источникам, для реальных объектов расход арматурной стали на стыковку может достигать до 50 % массы всей рабочей арматуры. Кроме того, для сильно нагруженных конструкций (колонн нижних этажей высотных административных и промышленных зданий, фундаментных стоек и т.п.) насыщение сечений арматурой может быть таким большим, что само размещение в пределах сечения конструкции арматуры, стыкуемой внахлестку, становится проблематичным, так как приводит к ухудшению качества бетона вследствие плохих условий его вибрации. При этих условиях применение винтовой арматуры становится эффективным. В зарубежной практике винтовая арматура с пределом текучести 500 Н/мм² (например, класса BSt500S по стандарту Германии DIN488) применяется в разнообразных монолитных конструкциях зданий и сооружений – атомных и тепловых электростанций, конструкциях мостов (опор мостов, пилонов и т.п.), тоннелей метро, производственных, административных и спортивных зданий и т.п. В настоящее время для вышеуказанных целей используется винтовая арматура диаметром 16–50 мм с пределом текучести 500 Н/мм² (по европейской классификации B500) в комплекте с соединительными и анкерными элементами (рис. 28, 29). Контргайки муфтовых соединений и концевых анкеров затягиваются нормируемым усилием.

В отличие от Западной Европы в России и странах СНГ арматуру в монолитном железобетоне в основном стыкуют с использованием не только нахлеста, но и сварки, что до 2005 г. было значительно дешевле, чем винтовые стыки. С увеличением длины нахлеста по СП 52–101–2003 на 15–30 % внедрение безнахлесточных стыков, в том числе винтовых, стало актуальным и экономически целесообразным в России. Существуют виды монолитных конструкций, в которых сварка не разрешается в принципе по соображениям пожарной безопасности. Прежде всего это монолитные железобетонные дымовые трубы и градирни тепловых электростанций, арматура которых соединяется по длине с использованием стыков внахлестку без сварки, соединительными муфтами, трубками для инъектирования и т.п.

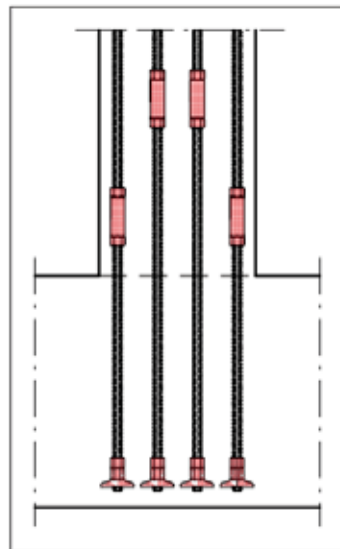
Examples for roof connections



Examples for connecting bending reinforcement



Example for a fixed column support



Examples for a frame corner and a consite

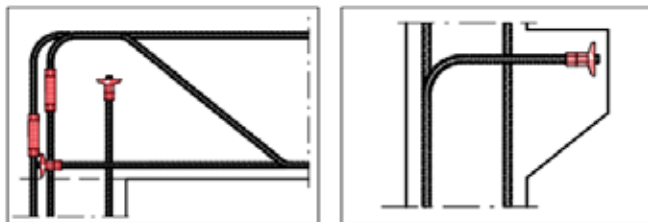


Рис. 28. Примеры механических соединений с применением системы GEWI Threadbar
Fig. 28. Examples of mechanical connections using the GEWI Threadbar system

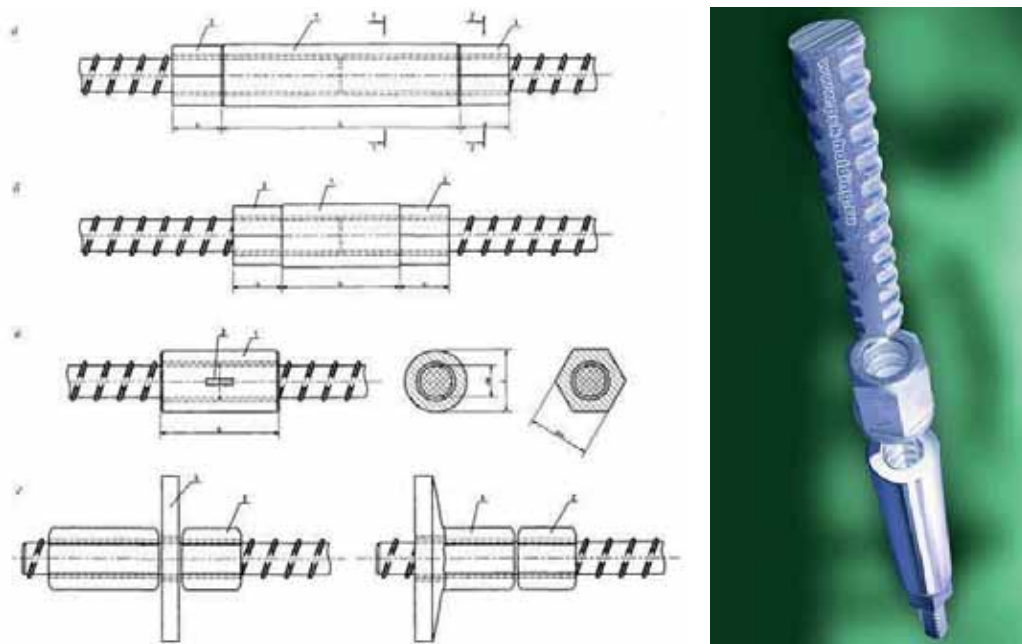


Рис. 29. Ненапрягаемая винтовая арматура с основными винтовыми соединениями
a) сжато-растянутый стык с контргайками; б) сжатый стык с контргайками; в) сжатый (контактный) стык;
г) два вида концевых анкеров винтовой арматуры; 1. соединительная муфта; 2. контргайка;
3. щель для контроля контакта стержней; 4. анкерная гайка; 5. анкерная шайба

Fig. 29. Non-stressed screw fittings with basic screw connections
a) compressed-stretched joint with lock nuts; b) compressed joint with lock nuts; c) compressed (contact) joint; d) two types of end anchors of screw fittings; 1. coupling; 2. lock nut; 3. slot for monitoring the contact of rods; 4. anchor nut; 5. anchor washer

Прутки винтовой арматуры в комплекте с гайками могут использоваться для крепления щитов опалубки при бетонировании бетонных и железобетонных конструкций в построечных условиях. При этом арматурные прутки выполняют роль винтовых стяжек; эти стяжки могут быть многократного использования (извлекаются после распалубки) или остающимися в бетоне (рис. 30). В настоящее время, в связи с возрастающим объемом строительства монолитных желе-

зобетонных жилых и общественных зданий (особенно в Москве), действует большое число зарубежных и отечественных фирм, поставляющих инвентарную опалубку разнообразной конструкции (стальную, деревометаллическую, дюралевую и т.п.), которая комплектуется тяжами из винтовой арматуры. Зарубежные фирмы (например, немецкие QUICK, Bauer, Paschal) используют высокопрочную винтовую арматуру номинального диаметра 15 мм.

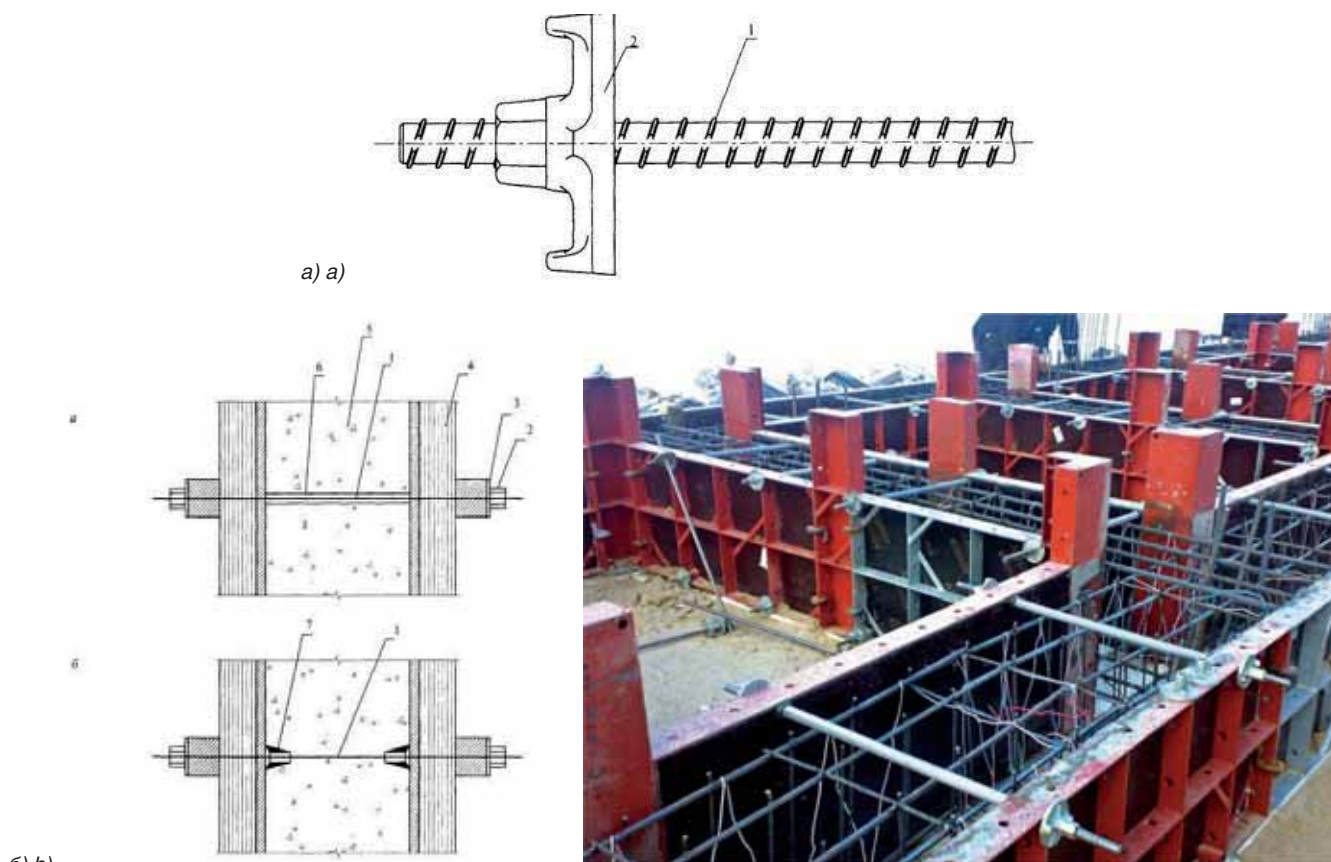


Рис. 30. Схема крепления опалубки с использованием в качестве тяжей винтовой арматуры

а) извлекаемый тяж; б) тяж, остающийся в бетоне; 1. тяж из винтовой арматуры; 2. гайка; 3. подкладка; 4. конструкция опалубки; 5. железобетонная стена; 6. неизвлекаемая пластмассовая трубка; 7. заглушка

Fig. 30. Diagram of formwork fastening using screw reinforcement

as strands. a) removable weight; b) weight remaining in concrete; 1. weight of screw reinforcement; 2. nut; 3. lining; 4. formwork structure; 5. reinforced concrete wall; 6. non-removable plastic tube; 7. plug

В Москве фирма «Выбор-19» одно время использовала винтовую арматуру производства «Евраз ЗСМК» диаметрами 14, 16 и 18 мм классов Ат800 и А500С. Арматура диаметром 16 мм класса Ат800 «Евраз ЗСМК» в комплекте с гайками из шестигранника № 32 с точеной резьбой применялась для крепления нестандартной опалубки при возведении монолитных железобетонных пилонов всячего покрытия стадиона «Локомотив» в Москве.

Кроме винтовой арматуры в Москве используют прутки длиной до 2 м с резьбой, накатанной без нагрева (процесс холодной винтовой прокатки). Практика применения показала невысокую надежность таких тяжей – отмечались случаи хрупких разрушений холоднодеформированных прутков-стяжек в процессе вибрации бетонной смеси в опалубке.

Потребителями винтовой стали для крепления опалубки являются:

- строительные фирмы, постоянно применяющие инвентарную опалубку, так как тяжи, комплектующие опалубку, выходят из строя в процессе ее эксплуатации;
- фирмы-изготовители инвентарной опалубки. В настоящее время потребность в этой стали небольшая, но она будет неизбежно расти с увеличением объемов применения в РФ монолитного железобетона и снижения рыночной стоимости винтовой арматуры.

В строительстве применяется большое количество типов фундаментных болтов. Болты служат в основном для крепления к железобетонным фундаментам технологического оборудования и разного рода строительных конструкций: стальных опор ЛЭП, стальных стропильных и подстропильных ферм, ба-

лок и т.п. Болты изготавливаются в основном из стали Ст.3 исходя из условий их эксплуатации, желательна повышенная стойкость болтов к действию динамических нагрузок. В связи с этим возможно применение в качестве болтов арматуры винтового профиля класса А500С, изготавливаемой из стали Ст.3 с использованием термомеханического упрочнения как обладающей повышенным сопротивлением к действию динамических нагрузок. Кроме того, винтовая арматура в качестве болтов имеет следующие преимущества: имеет крупную трапециевидную резьбу, менее подверженную повреждениям в процессе монтажа по сравнению с метрической, и обладает хорошим сцеплением с бетоном.

В связи с тем, что винтовая арматура по существу является винтовой шпилькой большой длины, она может применяться в строительстве для разных целей в качестве тяжёлых и стяжек, в частности для ремонтных и восстановительных работ, крепления сантехнического оборудования, трубопроводов и временных лесов для проведения монтажных и отделочных строительных работ.

Отдельным объектом эффективного применения винтовой арматуры является ее использование в качестве анкерных элементов крепления стен в грунте, широко применяемых в подземном монолитном строительстве.

Основным дистрибьютером винтовой арматуры в России является компания «ПРОМСТРОЙ КОНТРАКТ». В своё время она, совместно с германской компанией DIWIDAG осуществляла внедрение винтовой арматуры зарубежного производства на отечественных строительных площадках, в виде грунтовых

анкеров и предварительно напряжённой арматуры. Тульский металлопрокатный завод и «ЕВРАЗ ЗСМК» производят винтовую арматуру по заказам шахтёрских, метростроя, РЖД и для крепежа опалубки и др. в незначительных объёмах.

Объективными причинами, ограничивающими широкомасштабное внедрение винтовой арматуры при производстве железобетонных конструкций, является:

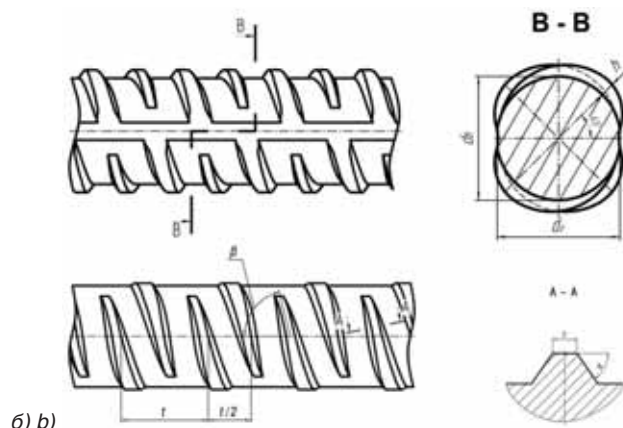
- увеличенная себестоимость винтового проката в результате необходимости синхронизации валков клети прокатного стана (рис. 6) ($\approx 8\%$);
- искусственное завышение рыночной стоимости из-за специализации применения винтовой арматуры в основном в качестве крепёжных элементов и грунтовых анкеров (в 2–4 раза);
- защищённость зарубежными патентами основных известных видов винтовой арматуры;
- высокая двухсторонняя распорность известных видов винтового профиля, снижающая его сцепление с бетоном.

Универсальный (обычный и винтовой) арматурный профиль с четырёхрядным расположением поперечных рёбер

С целью получения дополнительных потребительских свойств арматурного проката для увеличения его конкурентных преимуществ на строительном рынке в 2016 г. началась разработка нового универсального профиля арматурного проката, сохранявшего преимущества многорядного профиля класса А500СП, которую возможно было бы практически осуществить на имеющемся прокатном оборудовании без значительных материальных затрат на его переделку (рис. 31).



а) а)



б) б)

Рис. 31. Профиль арматуры с двухзаходным винтообразным расположением по поверхности серповидных рёбер:

а) общий вид; б) конфигурация профиля

Fig. 31. Reinforcement profile with a two-way helical arrangement along the surface of the crescent-shaped ribs:

а) general view; б) profile configuration

Новая концептуальная форма и схема расположения поперечных рёбер на поверхности стержня разрабатывались в развитие профиля шестирядных рёбер класса А500СП. В отличие от прототипа (рис.15) исключены классические серповидные ребра, а полусерповидные ребра (рис.15) удлинены и разнесены по поверхности стержня в шахматном порядке с образованием четырех рядов по периметру стержней

(рис.31). Высота продольных рёбер уменьшена с возможностью их полного отсутствия или образования углубления на их местоположении.

Таким конструктивным решением была достигнута высокая стойкость калибров, имеющих свободный отвод паров воды из поперечных канавок, стабильные геометрические параметры профиля, увеличенный браковочный коэффициент Рема

($f_R \geq 0,075$), уменьшенный диапазон отклонения ширины профиля, стабильность его геометрических размеров и массы погонного метра по длине раската [5].

Все перечисленные достоинства, а главное, отсутствие в данной конструкции профиля продольных ребер, позволило производить арматуру с глубоким минусовым допуском группы OM2 по ГОСТ 34028–2016 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия» и экономить до 6 % металла.

Дополнительные потребительские свойства четырехрядного профиля новой конструкции можно получить при совмещении во время прокатки верхнего и нижнего ручья валков так, чтобы поперечные ребра образовали замкнутую двухзаходную винтовую линию. Таким образом, профиль становится винтовым универсального применения, позволяющим стыковать прутки арматуры между собой соединительными резьбовыми муфтами и анкеровать гайками.

Конструкция профиля защищена патентом РФ № 2680153 [8], евразийским и европейским патентами.

Арматура с четырехрядным профилем производится АО «Евраз ЗСМК» (г. Новокузнецк) и Тульским металлопрокатным заводом (ТМПЗ).

В процессе исследований сцепления четырехрядной арматуры с бетоном были полностью подтверждены положительные качества шестирядной арматуры (A500СП), полученные ранее и приведенные выше. Более того, независимые сопоставительные испытания сцепления с бетоном АО «ВНИИЖелезобетон» аналога зарубежной винтовой арматуры GEWI-Stahl, имеющей двухрядное расположение поперечных ребер и высокий критерий Рема ($f_R \geq 0,091$), и четырехрядной отечественной винтовой арматуры, при одинаковых исходных условиях, показали неоспоримое преимущество последней (рис. 32, 33).

Новая винтовая четырехрядная арматура отечественной разработки и производства сохраняла прочность сцепления с бетоном в предельной стадии деформирования, то есть после достижения металлом арматуры предела текучести при сдвиге и удлинении загруженного конца стрежня на 32 мм (2d), в то время как арматура – аналог GEWI-Stahl, массово производимая и широко применяемая в ряде стран Европы, Азии, Америки, при одинаковых прочностных и деформативных характеристиках с четырехрядной отечественной винтовой арматурой из-за высокой одноосной распорности имела сдвиг и удлинение загруженного конца стержня при разрушении сцепления всего 3,2 мм, то есть в 10 раз меньше. Металл этой арматуры при потере сцепления с бетоном не достиг предела текучести (стадия III на рис. 9a).

Таким образом, сопоставительными испытаниями установлено, что при исходных равных условиях (прочность бетона и арматуры, диаметр стержней, длина анкеровки) арматура с многорядным распо-

ложением поперечных ребер при $f_R \geq 0,075$, рассмотренных выше конструктивных решений, имеет не только более высокую, по сравнению с европейской двухрядной арматурой, прочность сцепления с бетоном на всех этапах нагружения до достижения в металле предела текучести, но также не теряет прочность сцепления и после достижения этой величины, практически на протяжении всего пластического деформирования ($> 10\%$), вплоть до зоны упрочнения и разрыва стержней.

Европейская двухрядная арматура с винтовым профилем при $f_R \geq 0,09$ теряет сцепление с бетоном до или сразу после достижения предела текучести, а с серповидным профилем – при $0,06 \leq f_R \leq 0,07$ после непродолжительного пластического деформирования.

Данное поведение нахлесточных и анкерующих участков многорядной арматуры обеспечит повышенную стойкость зданий и сооружений против прогрессирующего обрушения в условиях предельной (катастрофической) стадии нагружения при различных аварийных ситуациях. Оно обуславливает способность этих участков армирования железобетонных конструкций к пластическому деформированию и перераспределению усилий в результате образования пластических шарниров, снижающих динамическую составляющую нагрузки, из-за диссипации энергии.

Эффективность сцепления с бетоном арматуры с многорядным профилем, обусловленная высоким f_R и низкой одноосной распорностью, обеспечила не только высокую прочность сцепления в стадиях IVб и V, но также в стадии III, что позволило рекомендовать уменьшить как расчетные длины нахлестки и анкеровки арматурных стержней, так и ширину раскрытия трещин железобетонных конструкций, приблизив их к принимаемым по СНиП 2.03.01–84*.

Преимущества нового многорядного арматурного профиля подтверждаются расчетным обоснованием и сопоставительным анализом компьютерных моделей сцепления арматуры с различными видами профиля и бетона, построенных на основе расчетных объемных конечных элементов сцепления [9].

Аккумулируя все наработки предшествующих мероприятий по способам расточки чистовых калибров арматурных профилей, производимых на АО «ЕВРАЗ ЗСМК», учитывая состав и технические возможности оборудования прокатных станков, сформулировали основные достигаемые цели при производстве нового профиля:

- обеспечить расточку калибров на существующем парке вальцетокарных и фрезерных станках;
- обеспечить повышенную стойкости калибров без применения дорогостоящих материалов валков и условий их эксплуатации;
- обеспечить стабильность массы погонного метра профиля по всей длине раската и производство арматуры в узком поле допусков;
- обеспечить повышенные эксплуатационные характеристики арматурного проката.

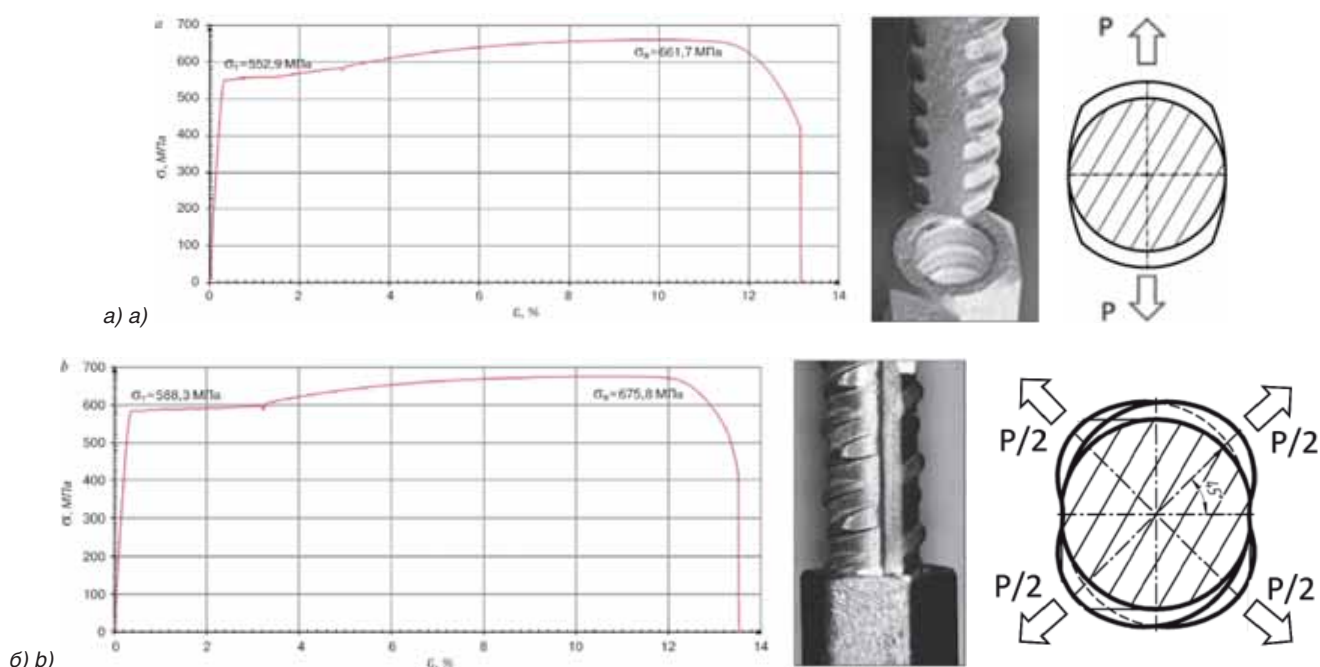


Рис. 32. Механические свойства винтовой арматуры: а) двухрядной (аналог GEWI-Stahl); б) четырехрядной (Av500P)
Fig. 32. Mechanical properties of screw fittings: a) double-row (GEWI-Stahl analog); b) four-row (Av500P)

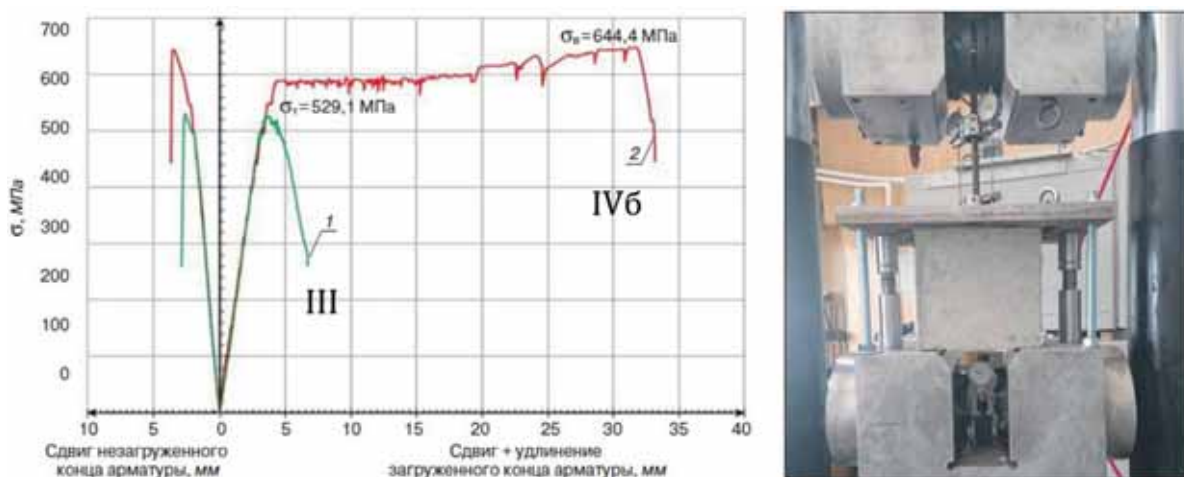


Рис. 33. Испытания сцепления с бетоном винтовой арматуры ($d = 16$ мм, заделка в бетоне 5d, прочность бетона 72,2 МПа):
 1 – класса Ab500 (аналог GEWI-Stahl), $f_R = 0,091$, с двухрядным профилем; 2 – класса Ab500P, $f_R = 0,072$, с четырехрядным профилем
Fig. 33. Concrete adhesion tests for screw reinforcement ($d = 16$ mm, embedded in 5d concrete, concrete strength 72.2 MPa):
 1 – class Ab500 (GEWI-Stahl analog), $f_R = 0.091$, with a double-row profile; 2 – class Ab500P, $f_R = 0.072$, with a four-row profile

Новым решением многорядного профиля одновременно достигаются повышенные производственные характеристики и улучшенные потребительские свойства, имеющие стабильные геометрические параметры, такие как увеличенный коэффициент Рема f_R , уменьшенный диапазон отклонения ширины профиля. Стабильность геометрии обусловлена снижением влияния межклетьевого натяжения раската на изменение величины продольного ребра по причине его отсутствия и, как следствие, стабильность массы погонного метра профиля по длине раската.

Заключение

В Российской Федерации для производства арматурного проката разработаны инновационные виды

периодического профиля поверхности стержней с многорядным расположением поперечных рёбер. Это позволяет значительно улучшить производственные и потребительские свойства отечественной арматуры для железобетонных конструкций и обеспечить её высокую конкурентоспособность на мировых рынках.

Инновационность новой арматуры подтверждена отечественными и зарубежными патентами на изобретения.

Новый арматурный прокат с профилем для обычного применения классов A500СП, Ay500СП, а также прокат с винтовым профилем классов Av500П и выше, освоены металлургической промышленностью и использованы в отечественном и зарубежном (Казахстан, Кыргызстан, Монголия) строительстве в объёме около 5,0 млн. тонн.

Характеристики арматуры с инновационным многогранным профилем позволяют значительно повысить трещиностойкость железобетонных конструкций, а также безопасность строительных объектов при аварийных динамических нагрузках (сейсмика, взрывы, удары и т.д.). В малоэтажном и других видах строительства сохранение сцепления новой арматуры с бетоном при её деформировании в пластической стадии в нахлесточных безсварных соединениях и на анкерующих участках железобетонных элементов, способствует перераспределению усилий в конструкциях зданий, а, следовательно, уменьшает вероятность их прогрессирующего обрушения с катастрофическими последствиями.

Массовое внедрение новых видов арматуры в строительстве обеспечит многомиллиардный экономический эффект при её производстве и применении [12, 13].

Список литературы

- Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1974. 233 с.
- Патент № 2283929. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С.
- Скоробогатов С.М. Основы теории расчёта выносливости стержней арматуры железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1976. 108 с.
- Mayer U. Zllm Einfluss der Oberflachengestalt von Ripptnstahlen fuf das Trag -und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universitat Stuttgart, Institut fur Werkstoffe im Bauwesen, IWB – Mitteilungen 200211.
- Тихонов И.Н., Копылов И.В. Эффективность производства и применения арматурного проката с новыми видами периодического профиля // *Строительные материалы*. 2021. № 12. С. 35–47.
- Тихонов И.Н. О причинах катастрофических разрушений железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях // *Жилищное строительство*. 2023. № 5. С. 13–21.
- Патент № 2252991. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Звездов А.И., Судаков Г.Н., Мухамедиев Т.А., Стеблов А.Б., Мешков В.З., Андрианов Н.В., Бондаренко А.Н., Маточкин В.А., Тищенко В.А.
- Патент № 2680153. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Звездов А.И., Мешков В.З., Игнатов Н.В., Тихонов Г.И.
- Квасников А.А., Методика расчёта взаимодействия бетона и арматуры железобетонных конструкций в программном комплексе Abaqus // *Строительная механика и расчёт сооружений*. 2019. № 1. С. 65–70.
- СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. Москва, Минстрой России. 2018. 164 с.
- СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва, Минстрой России. 2018. 138 с.
- Иваненко Н.А., Сергванцев Н.Д. Инновационный прокат арматуры Ав500П в проектировании железобетонного монолитного здания // *Бетон и железобетон*. 2026. № 633(2). С. 51–56. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2\(633\)-51-56](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2(633)-51-56) EDN: SWTOEC
- Краковский М.Б., Тихонов И.Н., Тихонов Г.И. Экономия металла при использовании новых видов арматуры и расчетах в программе «ОМ СНиП Железобетон» // *Бетон и железобетон*. 2024. № 621(2). С. 27–32. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-2\(621\)-27-32](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-2(621)-27-32)

References

- Mulin N.M. Rod reinforcement of reinforced concrete structures. Moscow: Stroyizdat, 1974. 233 p.
- Patent No. 2283929. Russia. Reinforcing rod of a periodic profile. Tikhonov I.N., Gumenyuk V.S.
- Skorobogatov S.M. Fundamentals of the theory of calculating the endurance of reinforcement rods of reinforced concrete structures. Moscow: Stroyizdat, 1976. 108 p.
- Mayer U. Zllm Einfluss der Oberflachengestalt von Ripptnstahlen fuf das Trag -upd Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universitat Stuttgart, Institut fur Werkstoffe im Bauwesen, IWB – Mitteilungen 200211.
- Tikhonov I.N., Kopylov I.V. Efficiency of production and application of rebar rolled products with new types of periodic profile. *Building materials*, 2021, no. 12, pp. 35–47.
- Tikhonov I.N. On the causes of catastrophic destruction of reinforced concrete structures during seismic impacts. *Housing construction*, 2023, no. 5, pp. 13–21.
- Patent No. 2252991. Russia. Reinforcing rod of a periodic profile. Tikhonov I.N., Zvezdov A.I., Sudakov G.N., Mukhamediev T.A., Steblov A.B., Meshkov V.Z., Andrianov N.V., Bondarenko A.N., Matochkin V.A., Tishchenko V.A.
- Patent No. 2680153. Russia. Reinforcing rod of a periodic profile. Tikhonov I.N., Zvezdov A.I., Meshkov V.Z., Ignatov N.V., Tikhonov G.I.
- Kvasnikov A.A., Methodology for calculating the interaction of concrete and reinforcement of reinforced concrete structures in the Abaqus software package. *Construction mechanics and calculation of structures*, 2019, no. 1, pp. 65–70.
- SP 14.13330.2018 Seismic building design code. Updated version of SNIP II-7-81*. Moscow, Ministry of Construction of Russia, 2018. 164 p. [In Russian]
- SP 63.13330.2018 Concrete and Reinforced Concrete Structures. Basic Provisions. Moscow, Ministry of Construction of the Russian Federation. 2018. 138 p. [In Russian]
- Ivanenko N.A., Sergovantsev N.D. Innovative Av500P reinforcement rolling in the design of a reinforced concrete monolithic building. *Concrete and Reinforced Concrete*, 2026, no. 633(2), pp. 51–56. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2\(633\)-51-56](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2(633)-51-56)
- Krakovsky M.B., Tikhonov I.N., Tikhonov G.I. Saving of metal when using new types of reinforcement and calculations using the computer program «OM SNiP Reinforced Concrete». *Concrete and Reinforced Concrete*, 2024, no. 621(2), pp. 27–32. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-2\(621\)-27-32](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-2(621)-27-32)

**Сведения об авторах /
Information about the authors**

Тихонов Игорь Николаевич, д.т.н., профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы» АО «НИЦ «Строительство». Москва, Россия

Igor N. Tikhonov, Dr. Sci. (Engineering), Professor of the Department of "Building Structures, Structures and Materials" of JSC «SIC «Construction». Moscow, Russia

Звездов Андрей Иванович, д.т.н., главный редактор журнала «Бетон и железобетон», заведующий кафедрой «Строительные сооружения, конструкции и материалы» АО «НИЦ «Строительство», профессор. Москва, Россия

Andrey I. Zvezdov, Dr. Sci. (Engineering), Editor-in-chief of the journal "Concrete and Reinforced Concrete", Head of the Department "Building Structures, Structures

and Materials" of JSC «SIC «Construction», Professor. Moscow, Russia

Сафонов Александр Александрович, руководитель ИЦ «НИЦстром» ООО «Институт ВНИИжелезобетон». Москва, Россия

Alexander A. Safonov, Head of IC "Nitzstrom", LLC "Institute of Vniizhelezobeton"; Moscow, Russia

Тихонов Георгий Игоревич, к.т.н., инженер-испытатель ИЛ «НИЦстром» ООО «Институт ВНИИжелезобетон», ORCID: 0000-0002-7010-4118. Москва, Россия

Tikhonov Georgiy I.*, Cand. Sci. (Engineering), Test Engineer at «NITSstrom» Research Lab., LLC "Institute of Vniizhelezobeton", ORCID: 0000-0002-7010-4118. Moscow, Russia

**Автор, ответственный за переписку / Corresponding author*

УДК 69.059.7
EDN: RDBAUU

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-66-76](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-66-76)

**В.М. ЮРОВ¹, К.Н. ЖАНГОЗИН¹, Д.Б. КАРГИН^{2*},
А.К. НУРКАСИМОВ², Ж.С. КАСЫМХАНОВ²**

¹ ТОО «ТСК-Восток», пр. Республики, д. 3/2–40, г. Астана, 010000, Республика Казахстан

² Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева, ул. Сатпаева, д. 2, г. Астана, 010008, Республика Казахстан

ИЗНОСОСТОЙКОСТЬ ГРАФЕНОВЫХ БЕТОНОВ

Аннотация

Введение. На сегодняшний день количество публикаций по бетону с примесью графена и оксида графена перевалило за 3000. Однако существует недостаток этих работ (в большом количестве), который состоит в том, что при получении бетона нет контроля числа монослоев графена, а для природного графита число монослоев равно трем. Когда число монослоев выше трех, то он переходит в графит, свойства которого отличны от уникального одноатомного графена. Поэтому в опубликованных работах наблюдается большая разница по свойствам бетона.

Цель. Разработать технологию получения графенового бетона с контролируемым числом монослоев графена и исследовать влияние графена и оксида графена на износостойкость бетона.

Материалы и методы. Стандартный бетон приготавливался следующим образом: водный раствор с оксидом графена (GO) и с восстановленным оксидом графена (rGO) помещался в ванну, где ультразвуковым излучателем создавалось ультразвуковое поле и проводилось расслоение графита и оксида графита на монослои графена и оксида графена; при этом частота ультразвукового поля подбиралась из «скрытой» энергии деформации образцов; контроль за расслоением графита проводился по спектрам УФ-излучения и спектрам Рамана; цемент М400; щебень с размерами зерен 5–20 мм; песок марки М2,5–2,9; мешалка VORONEZHFortis; вибростол; объем бетона – 10 л. Полученные образцы бетона испытывались на прессе ПГМ-2000МГ4.

Результаты. В период от 1 до 7 суток прочность образцов на сжатие относительно контрольных образцов увеличилась от 13 до 63 %, а до 14 суток – от 16 до 62 %. Относительно влияния графеновой суспензии можно сделать вывод: происходит расслоение графита и оксида графита на монослои графена и оксида графена в ультразвуковом поле определенной частоты; большая удельная поверхность графена и оксида графена служит источником кристаллизации и затвердевания бетона.

Перечисленные эффекты особенно сильно проявляются при концентрациях графена или оксида графена в области 0,05–0,07 мас. % от массы бетонной

смеси. При превышении этой концентрации идет коагуляция монослоев графена и превращение их в графит.

Для получения графеновых бетонов высокой износостойкости на производстве нужно выдерживать регламент по получению суспензии в ультразвуковом поле, как описано выше.

Выводы. В статье предложена модель трещин в графеновом бетоне на основе теории катастроф, из которой следует, что и графен и оксид графена входят в межслоевую область, разрушая структуру геля C–S–H за счет резкого уменьшения молярной массы соединения. Это является тормозом движения нанотрещин, которые возникают в любом твердом теле при образовании его поверхности. Показано, что модификация бетона оксидами графена повышает его износостойкость в 4–5 раз по отношению к стандартному бетону.

Ключевые слова: бетон, поверхностный слой, монослой, графит, графен, оксид графена, износостойкость, суспензия, модификация

Для цитирования: Юров В.М., Жангозин К.Н., Каргин Д.Б., Нуркасимов А.К., Касымханов Ж.С. Износостойкость графеновых бетонов // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634). С. 66–76. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-66-76](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-66-76) EDN: RDBAUU

Вклад авторов

Юров В.М. – модель нанотрещин, обсуждение результатов.

Жангозин К.Н. – написание статьи.

Каргин Д.Б. – обсуждение результатов, редакция рукописи.

Нуркасимов А.К. – получение экспериментальных результатов.

Касымханов Ж.С. – подготовка образцов.

Финансирование

Научная статья опубликована в рамках выполнения грантового финансирования на 2024–2026 годы ИРН № AP23488258. Исследование финансируется Комитетом науки Министерства науки и высшего образования Республики Казахстан.

Благодарность

Авторы статьи выражают огромную благодарность компании RI Instruments and Innovation (Индия) за активное сотрудничество и предоставление образцов восстановленного и малослойного оксидов графена собственного производства, а также руководству и сотрудникам завода модульных конструкций MODEX компании BI Group (Казахстан) за предоставленную возможность

проведения испытаний на базе производственной лаборатории.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 25.08.2025

Поступила после рецензирования 19.01.2026

Принята к публикации 22.01.2026

**V.M. YUROV¹, K.N. ZHANGOZIN¹, J.B. KARGIN^{2*},
A.K. NURKASIMOV², ZH.S. KASYMKHANOV²**

¹ TOO "TSK Vostok", Respublika av., 3/2–40, Astana c., 010000, Republic of Kazakhstan

² Eurasian National University named after L.N. Gumilyov,
Astana city, Satbaev str., 2, 010008, Republic of Kazakhstan

WEAR RESISTANCE OF GRAPHENE CONCRETE

Abstract

Introduction. Today, the number of publications on concrete with an admixture of graphene and graphene oxide has exceeded 3000. However, there is a drawback to these works (in large quantities), which is that when producing concrete, there is no control over the number of graphene monolayers, and for natural graphite the number of monolayers is three. When the number of monolayers exceeds three, it turns into graphite, the properties of which are different from the unique monatomic graphene. Therefore, there is a large difference in the properties of concrete in published works.

Aim. To develop a technology for producing graphene concrete with a controlled number of graphene monolayers and to investigate the effect of graphene and graphene oxide on concrete wear resistance.

Materials and methods. Standard concrete was prepared as follows: an aqueous solution with graphene oxide (GO) and reduced graphene oxide (rGO) was placed in a bath, where an ultrasonic emitter created an ultrasonic field and the graphite and graphite oxide were separated into monolayers of graphene and graphene oxide; the frequency of the ultrasonic field was selected from the "latent" energy of deformation of the samples; graphite delamination was monitored using UV and Raman spectra; M400 cement; crushed stone with grain sizes of 5–20 mm; sand grade M2.5–2.9; VORONEZHFortis mixer; vibrating table; concrete volume – 10 L. The resulting concrete samples were tested on a PGM-2000MG4 press.

Results.

In the period from 1 to 7 days, the compressive strength of the samples relative to the control samples increased from 13 to 63 %, and up to 14 days – from 16 to 62 %. Regarding the effect of the graphene suspension, the following conclusion can be made: stratification of graphite and graphite oxide into monolayers of graphene and graphene oxide occurs in an ultrasonic field of a certain frequency; the large specific surface area of graphene

and graphene oxide serve as a source of crystallization and hardening of concrete.

The above effects are especially pronounced at concentrations of graphene or graphene oxide in the range of 0.05 – 0.07 % of the concrete mixture. At higher concentrations, coagulation of graphene monolayers and their transformation into graphite occurs.

To obtain highly wear-resistant graphene concretes in production, it is necessary to adhere to the regulations for obtaining a suspension in an ultrasonic field, as described above.

Conclusions. The article proposes a model of cracks in graphene concrete based on the theory of catastrophes, from which it follows that both graphene and graphene oxide enter the interlayer region, destroying the structure of the C–S–H gel due to a sharp decrease in the molar mass of the compound. This is a brake on the movement of nanocracks that occur in any solid when its surface is formed. It has been shown that modifying concrete with graphene oxides increases its wear resistance by 4–5 times compared to standard concrete.

Keywords: concrete, surface layer, monolayer, graphite, graphene, graphene oxide, wear resistance, suspension, modification

For citation: Yurov V.M., Zhangozin K.N., Kargin D.B., Nurkasimov A.K., Kasymkhanov Zh.S. Wear resistance of graphene concrete. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3(634), pp. 66–76. (In Russian) DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-66-76](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-66-76) EDN: RDBAUJ

Authors contribution statement

Yurov V.M. – nanocracks model, discussion of results.

Zhangozin K.N. – writing of the article.

Kargin J.B. – discussion of results, editing of the manuscript.

Nurkasimov A.K. – obtaining experimental results.

Kasymkhanov Zh.S. – preparation of samples.

Funding

This scientific article was published within the framework of the grant funding for 2024–2026 IRN No. AP32488258. The research is funded by the Science Committee of the Ministry of Science and Higher Education of the Republic of Kazakhstan.

Acknowledgements

The authors express their sincere gratitude to RI Instruments and Innovation (India) for their active collaboration and for providing proprietary samples of reduced graphene oxide (rGO) and few-layer graphene oxide (FLGO). The authors also extend their

appreciation to the management and staff of the MODEX Modular Construction Plant, a subsidiary of BI Group (Kazakhstan), for providing access to their production laboratory facilities for conducting the experimental testing.

Conflict of interest

The authors declares no conflict of interest.

Received 25.08.2025

Revised 19.01.2026

Accepted 22.01.2026

Введение

Прошло более 20 лет с момента открытия графена, который представляет монослой (одноатомный слой) кристаллического графита [1]. После этого открытия появилось большое количество исследований по применению графена в различных областях человеческой деятельности: в микро- и нанoeлектронике, в медицине, в машиностроении, в производстве авиа- и космической техники. Бетон, как строительный материал, также не стал исключением [2]. На сегодня количество публикаций по бетону с примесью графена и оксида графена перевалило за 3000. Однако существует недостаток этих работ (в большом количестве), который состоит в том, что при получении бетона нет контроля числа монослоев графена, а для природного графита число монослоев равно трем [3–5]. Когда число монослоев свыше трех, то он переходит в графит, свойства которого отличны от уникального одноатомного графена. Поэтому наблюдается большая разница по свойствам бетона в опубликованных работах. Обзор по моделям вхождения графена (G) или оксида графена (GO) в бетон проведен в работах [6–10].

Существует несколько методов вхождения графена в бетонную смесь:

- Происходит дисперсия графена в воде с помощью ультразвука (УЗ) или с применением поверхностно-активных веществ (ПАВ), а затем смесь смешивается с компонентами бетона.
- Графен в виде сухого порошка вводится в бетонную смесь, тщательно перемешивается и заливается водой.
- Нанесение графена на поверхность щебня или частиц песка адгезионными добавками, а полученная смесь вводится в бетонную основу.

В настоящей статье приводятся экспериментальные результаты по модификации бетона добавками графита и оксида графита и предлагается новая модель износостойкости графенового бетона.

Образцы и методы исследования

Стандартный бетон приготавливался следующим образом: водный раствор с оксидом малослойного графена (GO) и с восстановленным оксидом графена (rGO) помещался в ванну, где излучателем создавалось ультразвуковое поле (УЗ-поле) и по методике работы [11] проводилось расслоение графита на монослой графена и оксида графена; контроль за расслоением графита проводился по спектрам УФ-излучения и спектрам Рамана.

Для изготовления бетонных образцов использовался портландцемент и два типа графеновых модификаторов: малослойный оксид графена (FLGO) и восстановленный оксид графена (rGO).

Для замеса бетона использовали:

- цемент марки портландцемент со шлаком ЦЕМ II/A-Ш 32,5Н от 6 % до 20 % класса 32,5 нормально-твердеющий, ГОСТ 31108–2003;
- песок марки М2,5–2,9, модуль крупности 3,2 мм, содержание пылевидных и глинистых до 1 %, насыпная плотность 1500 кг/м³;
- щебень: фракция 5–10 мм, содержание зерен пластинчатой и игольчатой формы 4 %, марка по прочности D1200, насыпная плотность 1350 кг/м³;
- мешалка VORONEZHFortis; вибростол; объем бетона – 10 л.

Испытания на определение механической прочности бетона на сжатие проводились на гидравлическом прессе ПГМ-2000МГ4 (рис. 1). через 1, 7 и 14 суток [5]. Данная установка позволяет измерять абсолютную прочность бетонных кубиков, выражаемую в мегапаскалях. Для унифицирования и сравнения полученных результатов прочности образцов они выражались в виде отношения P_i/P_c , где P_i есть абсолютное значение прочности испытуемого образца, P_c – прочность контрольного образца.

Спектры Рамана бетонной суспензии показаны на рис. 2.



а (a)



б (b)

Рис. 1. Образцы бетона (а); пресс ПГМ-2000МГ4 (б)
Fig. 1. Concrete samples (a); PGM-2000MG4 press (b)

Результаты исследования

Графики полученных образцов приведены на рис. 3–5.

По результатам исследования получено:

1. В период от 1 до 7 суток прочность образцов на сжатие относительно контрольных образцов увеличилась от 13 до 63 %, а до 14 суток – от 16 до 62 %. Относительно влияния графеновой суспензии можно сделать вывод, что происходит расслоение графита и оксида графита на монослои графена и оксида графена в УЗ-поле определенной частоты; большая удельная поверхность графена и оксида графена служит источником кристаллизации и затвердевания бетона.

2. Перечисленные выше эффекты особенно сильно проявляются при концентрациях графена или оксида графена в области 0,05–0,07 мас. % от массы бетонной смеси. При превышении этой концентрации

происходит коагуляция монослоев графена и превращение их в графит.

3. Для получения графеновых бетонов высокой износостойкости на производстве нужно выдерживать регламент по получению суспензии в УЗ-поле, как описано выше.

4. Предложена модель образования трещин в графеновом бетоне, которая определяет его износостойкость.

Модель трещин в графеновом бетоне и его износостойкость

Износостойкость бетонных изделий, как правило, определяется количеством трещин. Теория трещин начала развиваться с работ Гриффитса в 20-х годах XX века и продолжается до сих пор [12, 13]. Бетон представляет собой цементное тесто из

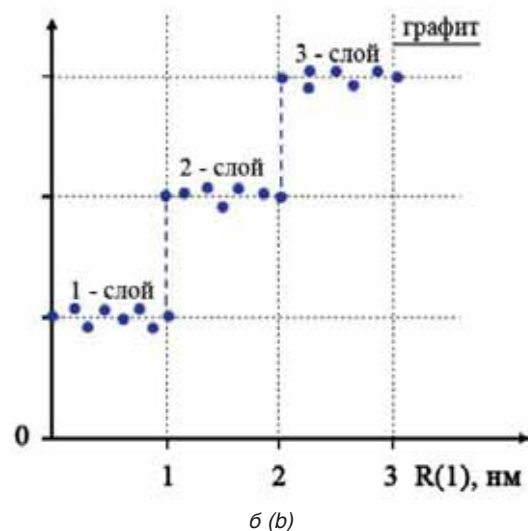
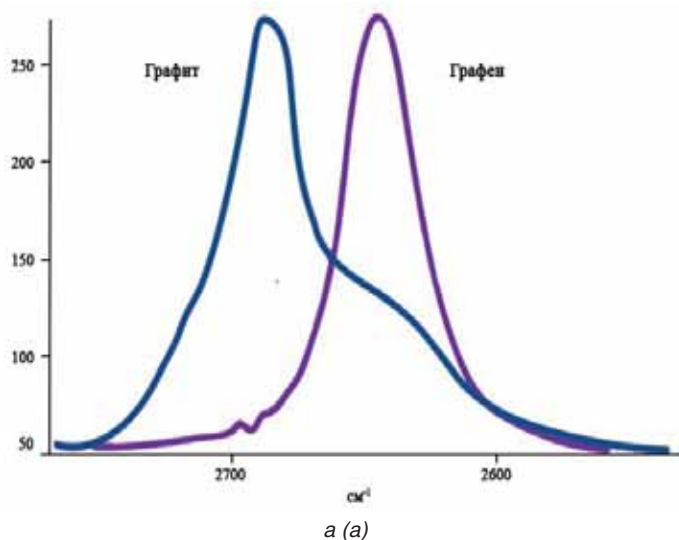


Рис. 2. 2D-полоса Рамана графита и графена (а); число монослоев (б)
Fig. 2. 2D Raman band of graphite and graphene (a); number monolayers (b)

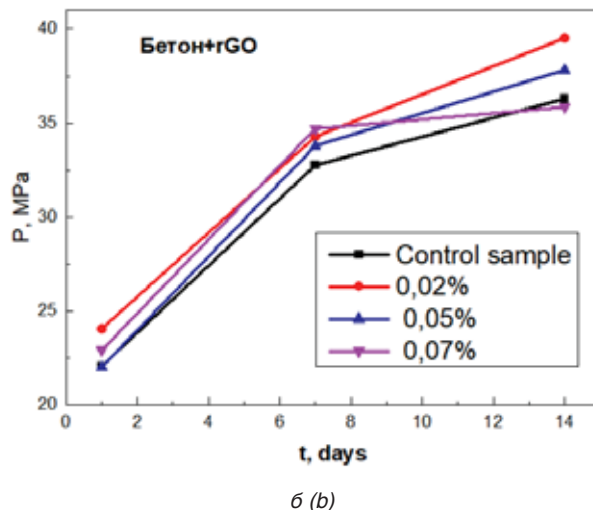
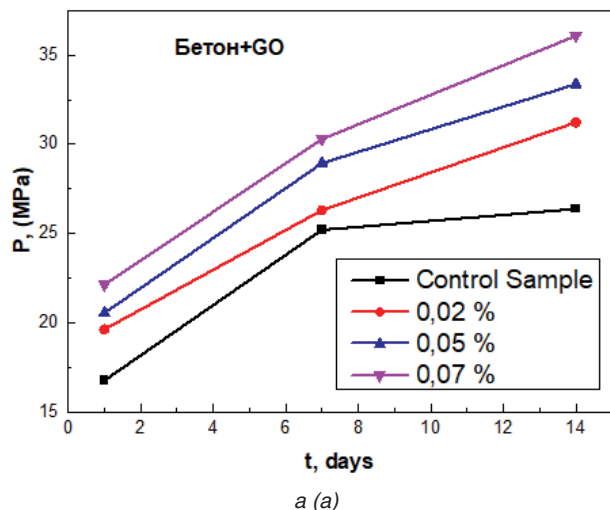
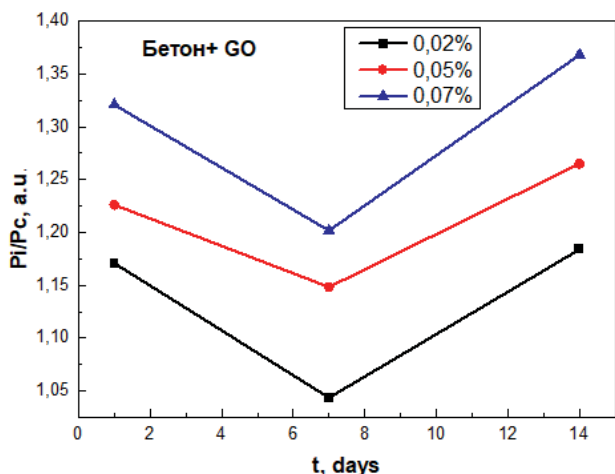
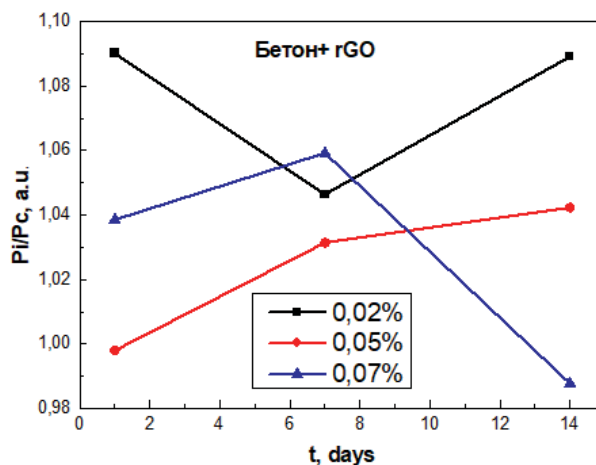


Рис. 3. Зависимости механической прочности бетона, модифицированного малослойным оксидом графена GO (а) и восстановленным оксидом графена rGO (б)
Fig. 3. Dependencies of the mechanical strength of concrete modified with low-layer graphene oxide GO (a) and reduced graphene oxide rGO (b)



а (a)

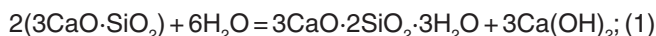


б (b)

Рис. 4. Зависимости относительной механической прочности P_i/P_c от изменения концентрации малослойного оксида графена GO (a) и восстановленного оксида графена rGO (б)

Fig. 4. Dependence of relative mechanical strength P_i/P_c on changes in the concentration of thin-layer graphene oxide GO (a) and reduced graphene oxide rGO (b)

пористого материала. Когда он смешивается с водной суспензией, то происходит его гидратация с образованием продуктов реакции, а именно: гидратов силиката кальция (C–S–H), гидроксидов кальция (CH), этtringитов и моносulьфоалюминатов. Гель C–S–H в бетоне занимает около 70 % продуктов гидратации и играет существенную роль в износостойкости бетона [14]. Фазы силиката, реагируя с водной суспензией, образуют гель C–S–H по следующей схеме [15]:

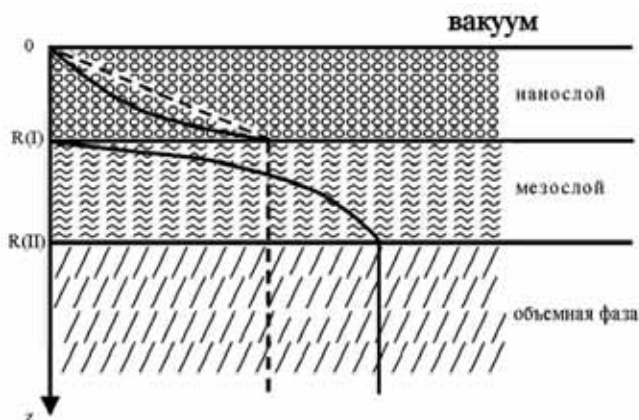


Гель C–S–H имеет толщину поверхностного слоя $R(l)$, равную длине нанотрещины L_{nm} , которая описывается формулой [16]:

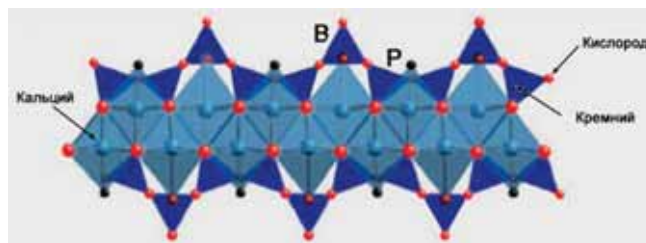
$$R(l) = L_{nm} = 0,17 \times 10^{-9} \times \alpha \times v \text{ [м]}. \quad (3)$$

Формула (3) содержит одну величину, а именно молярный объем соединения, равный $v = M/\rho$ (M – молярная масса соединения, ρ – его плотность), $\alpha = 1 \text{ моль м}^{-2} = \text{const}$. Полагая гель C–S–H твердым раствором можно сделать оценку молярной массы по уравнениям (1) и (2). Имеем: $M_1 = 1070 \text{ г/моль}$; $M_2 = 922 \text{ г/моль}$. Уравнение (2) с M_2 дает структуру кристалла, близкую к минералу тобермориту [17], представляющему слоистую структуру кристалла силиката кальция. Гель C–S–H имеет плотность (вместе с порами воды), оцененную методом нейтронного и рентгеновского рассеяния и равную $2,604 \text{ г/см}^3$ [18]. Гель C–S–H имеет толщину поверхностного слоя, равную по формуле (3) величине $L_{nm} = R(l) = 60,3 \text{ нм}$ ($< 100 \text{ нм}$), то есть он представляет собой наноструктуру по Глейтеру [19]. Число монослоев в такой структуре равно [16]: $n = R(l)/a = 43$ (a – величина межслойного расстояния, равная $a = 1,4 \text{ нм}$ [15]). Схема бетона, содержащая гель C–S–H, будет представлять собой структуру, изображенную на рис. 5а, а силикатная цепь изображена

на рис. 5б. В качестве примера: слой $R(l)$ для чистых металлов – от 1 до 8 нм; для минералов – 10–40 нм; для фуллеренов, угля, полимеров – от 40 до 150 нм и выше. Бетон занимает положение в ряду полимеров. Он обладает значительной длиной нанотрещины $L_{nm} = R(l) = 60,3 \text{ нм}$, а значит обладает малой износостойкостью по сравнению с тугоплавкими металлами, у которых $L_{nm} = R(l) = 3–8 \text{ нм}$.



(a)(a)



(б)(b)

Рис. 5. Кристаллическая структура бетона (a); силикатная цепь [15] (б)

Fig. 5. Crystalline structure of concrete (a); silicate chain [15] (b)

Из работы [20] следует кинетика развития нанотрещин с течением времени или под действием внешней нагрузки:

$$L_C = 10^2 L_{\mu m} = 10^4 L_{nm} = 0,17 \times 10^{-5} \times M/\rho \text{ [м]}, \quad (4)$$

где L_{nm} , $L_{\mu m}$, L_C – длина нанотрещин, мезотрещин и критическая длина трещин перед разрушением бетона.

Из уравнения (4) для стандартного бетона следует: $L_{nm} = 60 \text{ нм}$; $L_{\mu m} = 6 \text{ микрон}$; $L_C = 0,6 \text{ мм}$. Такой диапазон нанотрещин характерен для стандартного бетона после его затвердевания без изменения внешних условий (температура, нагрузка).

На рис. 6 представлена кинетика разрушения стволов артиллерии [21] – разрушение стандартного бетона.



Рис. 6. Кинетическая диаграмма разрушения стандартного бетона [21]

Fig. 6. Kinetic diagram of destruction of standard concrete [21]

Кинетическая диаграмма, представленная на рис. 6, подобна S-кривой, характерной для теории катастроф [22]. В этом случае в качестве координаты процесса разрушения бетона выберем координату $L(N)$, где N – количество трещин. Управляющим параметром, согласно теории катастроф, выберем величину плотности бетона ρ и величину $G/F(I)$, где G – модуль сдвига ($G = 65 \text{ ГПа}$ для стандартного бетона), $F(I)$ – барьер Пайерлса – Набарро ($F(I) = 76 \cdot 10^{-9} \text{ Па}$ для стандартного бетона), то получаем выражение:

$$L(N) = 0,25N^4 - 0,5\rho N^2 - G/F(I) \times N. \quad (5)$$

В уравнении (5) число трещин $L(N)$ будем считать функцией градиента, тогда вместо (5) получаем динамическую задачу:

$$\frac{dL(N)}{dt} = \frac{\partial L(N)}{\partial N} = N^3 - \rho N - G/F(I) = 0. \quad (6)$$

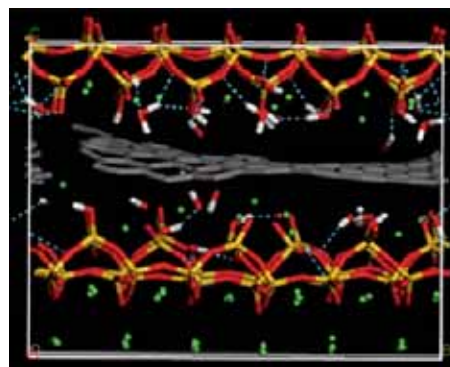
Вид выражения (6) подобен формуле классической механики, когда тело движется в среде вязкого трения. В этом случае при переходе из одного состояния в другое получается S-кривая, которую можно вычислить по формуле Кардана. В результате получаем $N \approx 10^7$, что соответствует количеству трещин для мезослоя.

Часть II S-кривой на рис. 7 впервые описана Перисом [23]:

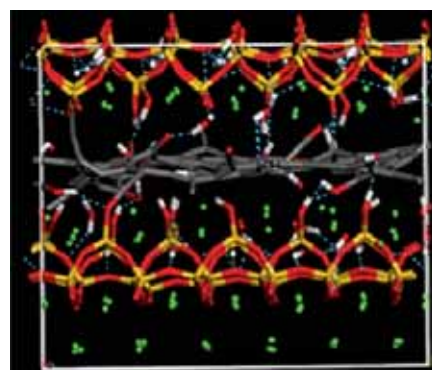
$$\frac{dL(N)}{dt} = C(\Delta K)^4, \quad (7)$$

где K – коэффициент интенсивности напряжений за цикл; C – постоянная материала. Оба эти значения нужно определять экспериментально, что довольно проблематично.

Если обратиться к уравнению (4), то имеем: в наноструктурной области I – $N = 10^5$, в мезослое II – $N = 10^7$, в области предразрушения III – примерно $N = 10^9$. Поскольку нанотрещины образуются всегда при образовании поверхностного слоя любого твердого тела [20] и даже жидкости [24], то имеет смысл рассмотреть вопрос о торможении этих нанотрещин в бетоне, чтобы повысить его износостойкость. Тормозом движения нанотрещин в стандартном бетоне, имеющем структуру с $R(I) = 60,3 \text{ нм}$, может быть модификация цемента различными добавками, снижающими величину $L_{nm} = R(I)$ геля C–S–H. Сегодня к таким добавкам относят и графен [25]. В работе [26] был исследован бетон с примесью нанопорошков графена, полученного из природного графита методом жидкофазной эксфолиации [27]. Отличие настоящего исследования от работ [26, 27] заключается в приготовлении суспензии в УЗ-поле определенной и заданной частоты ультразвука. На рис. 7а показана структура геля C–S–H с примесью графена и оксида графена, из которой следует, что и графен и оксид графена входят в межслоевую область, разрушая структуру геля C–S–H за счет резкого уменьшения молярной массы соединения. Этот эффект особенно виден для оксида графена за счет выступающих гидроксильных групп с обеих сторон GO (рис. 7б).



(а)(а)



(б)(б)

Рис. 7. Структура G/C–S–H и GO/ C–S–H [15]
Fig. 7. Structure of G/C–S–H and GO/ C–S–H [15]

Износостойкость бетона можно оценить по критерию разрушения твердых тел, которые подразделяются на силовые, деформационные и энергетические [28]:

$$\frac{K_{1c}^2(1-\mu^2)}{E} = 2\delta_{1c}\sigma_B = G_{1c} = J_{1c} = 2\gamma = W_a, \quad (8)$$

где K_{1c} – критический коэффициент интенсивности напряжений, силовой критерий разрушения;

E – модуль упругости;

μ – коэффициент Пуассона;

δ_{1c} – критическое раскрытие в вершине трещины, деформационный критерий разрушения;

σ_B – предел прочности;

G_{1c} – критическая интенсивность освобождающейся энергии, энергетический критерий разрушения;

J_{1c} – критический джей-интеграл, энергетический критерий разрушения;

γ – поверхностная энергия,

W_a – энергия адгезии.

Из уравнения (8) следует, что лучше измерить поверхностную энергию γ для стандартного бетона – $\gamma(B)$; для бетона с графеном – $\gamma(rGO)$ и для бетона с оксидом графена $\gamma(GO)$ прибором, изображенным на рис. 8 [29, 30].

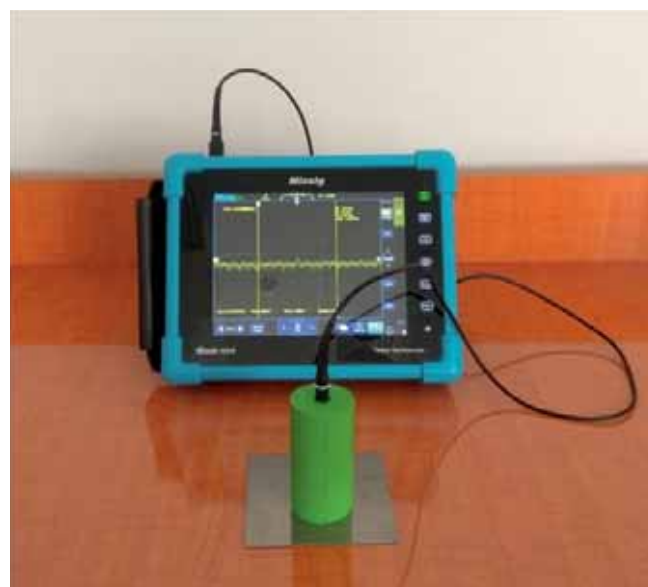
В результате получено: $\gamma(B) \approx 673$ мДж/м²; $\gamma(rGO) \approx 2782$ мДж/м²; $\gamma(GO) \approx 3362$ мДж/м². Износостойкость бетонов с графеном и оксидом графена увеличена в 4–5 раз по отношению к стандартному бетону.

Многочисленные исследования (см. обзор [2]) показали, что добавка графена (в концентрации 0,05–0,1 % от массы бетона) приводит к улучшению основных характеристик бетонной смеси, а именно: к увеличению прочности бетона на сжатие и растяжение при изгибе; к уменьшению количества трещин в бетоне.

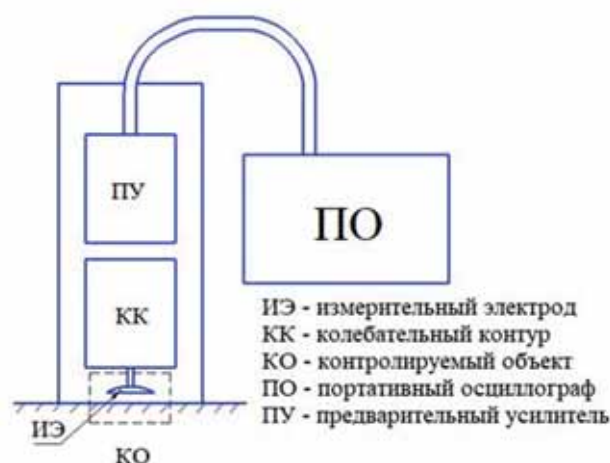
Заключение

В настоящей статье показано, что износостойкость бетонов существенно зависит от поверхностной энергии γ , которая пропорциональна температуре плавления T_m соединения. Так, например, для графита $T_m \approx 3670$ К; для графена – $T_m \approx 4510$ К; для оксида графена – $T_m \approx 5150$ К. Можно сделать вывод о том, что для повышения износостойкости бетонов нужно добавлять в цемент примеси с большой температурой плавления.

Экспериментально подтверждено, что контролируемое введение малослойного оксида графена (GO) и восстановленного оксида графена (rGO) в цементную матрицу является высокоэффективным методом повышения ее физико-механических характеристик. Продemonстрирован немонотонный характер зависимости «свойство–концентрация» с ярко выраженным оптимумом в диапазоне 0,05–0,07 мас.%, что критически важно для разработки технологических регламентов производства. Превышение пороговой концентрации ведет к агломерации наночастиц и нивелированию положительного эффекта.



(a)(a)



(б)(b)

Рис. 8. Комплекс измерения контактной разности потенциалов (а); принципиальная схема датчика (б) [29, 30]

Fig. 8. Complex for measuring contact potential difference (a); schematic diagram of the sensor (b) [29, 30]

Предложенная и апробированная методика ультразвукового диспергирования с контролем числа слоев по спектрам комбинационного рассеяния света позволяет получать стабильные суспензии именно графена, а не графита. Это снимает неопределенность, характерную для многих ранних работ, и обеспечивает воспроизводимость результатов, что является ключевым фактором для масштабирования технологии от лабораторных образцов до промышленного производства.

Предложена модель трещин в строительном бетоне, модифицированном оксидами графена на основе теории катастроф, из которой следует, что и графен и оксид графена входят в межслоевую область, разрушая структуру геля C–S–H за счет резкого уменьшения молярной массы соединения. Механизм повышения износостойкости бетона заключается в создании

графеном дополнительных центров кристаллизации гидратных фаз (геля C-S-H), что интенсифицирует твердение и уплотняет структуру цементного камня. На наноуровне, согласно данным молекулярного моделирования [15], функционализированные листы оксида графена способны к химическому и адсорбционному взаимодействию с матрицей C-S-H. Это приводит не к «разрушению» геля, а к формированию более прочного и связного композита на границе раздела фаз. Ключевым макроскопическим проявлением этих процессов является значительное (в 4–5 раз) увеличение поверхностной энергии материала (γ), экспериментально зафиксированное в работе. Поскольку работа разрушения материала (и, как следствие, износостойкость) прямо пропорциональна его поверхностной энергии, модификация графеном переводит бетон в категорию материалов с повышенной устойчивостью к образованию и росту трещин.

Список литературы

- Novoselov K.S., Geim A.K., Morozov S.V., Jiang D., Zhang Y., Dubonos S.V., Grigorieva I.V., Firsov A.A. Electric field effect in atomically thin carbon films. *Science*, 2004, vol. 306, no. 5696, pp. 666–669. DOI: <https://doi.org/10.1126/science.1102896>.
- Li H., Zhao G., Zhang H. Recent Progress of Cement-Based Materials Modified by Graphene and Its Derivatives. *Materials*, 2023, vol. 16, no. 10, p. 3783. DOI: <https://doi.org/10.3390/ma16103783>.
- Юров В.М., Жангозин К.Н., Жанабергенов Т.К., Каргин Д.Б. Поверхностные явления в графите и получение из него графена // *Новости науки Казахстана*. 2024. Т. 160. № 1. С. 19–42. DOI: https://doi.org/10.53939/1560-5655_2024_1_19. EDN: ZYWSXX.
- Yurov V.M., Zhangozin K.N., Goncharenko V.I., Oleshko V.S. Tribological properties of graphite, graphene and fluorographite, fluorographene. *Modern high technologies*, 2024, no. 7, pp. 81–87. DOI: <https://doi.org/10.17513/snt.40089>.
- Yurov V.M., Zhangozin K.N., Kargin D.B. Number of graphene layers in natural graphite. *The Scientific Heritage*, 2024, no. 143, pp. 75–80. DOI: <https://doi.org/10.5281/zenodo.13378607>.
- Lv Sh., Ma Yu., Qiu Ch., Sun T., Liu J., Zhou Q. Effect of graphene oxide nanosheets of microstructure and mechanical properties of cement composites. *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 49, pp. 121–127. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.022>.
- Sedaghat Ah., Ram M., Zayed A., Kamal R., Shanahan N. Investigation of Physical Properties of Graphene-Cement Composite for Structural Applications. *Journal of Composite Materials*, 2014, vol. 4 (01), pp. 12–21. DOI: <https://doi.org/10.4236/ojcm.2014.41002>.
- Lv S., Zhang J., Zhu L., Jia Ch. Preparation of Cement Composites with Ordered Microstructures via Doping with Graphene Oxide Nanosheets and an Investigation of Their Strength and Durability. *Materials*, 2016, vol. 9, no. 11, p. 924. DOI: <https://doi.org/10.3390/ma9110924>.
- Jing G., Ye Z., Wu J., Wang S., Cheng X., Strokova V., Nelyubova V. Introducing Reduced Graphene Oxide to Enhance the Thermal Properties of Cement Composites. *Cement and Concrete Composites*, 2020, vol. 109, article 103559. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103559>.
- Long W.J., Zhang X., Feng G.L., Xie J., Xing F., Dong B., Zhang J., Khayat K.H. Investigation on Chloride Binding Capacity and Stability of Friedel's Salt in Graphene Oxide Reinforced Cement Paste. *Cement and Concrete Composites*, 2022, vol. 132, article 104603. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104603>.
- Юров В.М., Гончаренко В.И., Олешко В.С., Жангозин К.Н. Открытая квантовая система поверхностного слоя атомно-гладких металлов // *Международный журнал прикладных и фундаментальных исследований*. 2025. № 4. С. 54–60. DOI: <https://doi.org/10.17513/mjpf.13720>.
- Леденёв В.В. Деформирование и разрушение оснований, фундаментов, строительных материалов и конструкций (теория, эксперимент). Тамбов: Издательский центр ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2021.
- Кузнецов В.С. Железобетонные и каменные конструкции: учебное пособие. Москва: Изд-во АСВ, 2012. 303 с.
- Richardson I.G. The Calcium Silicate Hydrates. *Cement and Concrete Research*, 2008, vol. 38, no. 2, pp. 137–158. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.11.005>.
- Hou D. Molecular Simulation on Cement-Based Materials. From Theory to Application. Springer Singapore, 2020.
- Юров В.М. Толщина поверхностного слоя атомно-гладких кристаллов // *Межвузовский сборник научных трудов*. Тверь: Тверской государственный университет. 2019. Вып. 11. С. 389–397. DOI: <https://doi.org/10.26456/pcascnn/2019.11.389>.
- Hamid S. The crystal structure of the 11 A natural tobermorite $\text{Ca}_{2.25}\text{Si}_3\text{O}_{7.5}(\text{OH})_{1.5}\cdot\text{H}_2\text{O}$. *Zeitschrift für Kristallographie*, 1981, vol. 154, pp. 189–198.
- Allen A.J., Thomas J.J., Jennings H.M. Composition and density of nanoscale calcium silicate-hydrate in cement. *Nature Material*, 2007, vol. 6, pp. 311–316. DOI: <https://doi.org/10.1038/nmat1871>.
- Gleiter H. Nanostructured materials: basic concepts and microstructure. *Acta Materialia*, 2000, vol. 48, no. 1, pp. 1–29. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1359-6454\(99\)00285-2](https://doi.org/10.1016/S1359-6454(99)00285-2).
- Юров В.М., Гончаренко В.И., Олешко В.С. Первичные нанотрещины в нитридах, бориде и карбидах тугоплавких металлов // *Физико-химические аспекты изучения кластеров, наноструктур и наноматериалов*. 2023. № 15. С. 328–337. DOI: <https://doi.org/10.26456/pcascnn/2023.15.328>. EDN: RFQULG.
- Бердибеков А.Т., Юров В.М., Грузин В.В., Шугаев М.А., Доля А.В., Балкишев К.Т. Защитные покры-

- тия в вооружении и военной технике. Монография. Астана: Издательство ТОО «Research & Development» центр «Казахстан инжиниринг». 2023. 318 с. ISBN 978–601–7781–05–7.
22. Poston T., Stewart I. Catastrophe Theory and Its Applications. Dover Publications: Incorporated, 2013.
 23. Paris P.C., Erdogan F. A critical analysis of crack propagation laws. *ASME Journal of Basic Engineering*, 1963, vol. 85, pp. 528–533.
 24. Юров В.М., Жангозин К.Н. Толщина поверхностного слоя воды и этанола // *Физико-химические аспекты изучения кластеров, наноструктур и наноматериалов*. 2023. № 15. С. 338–349. DOI: <https://doi.org/10.26456/pcascnn/2023.15.338>.
 25. Fayyad T.M., Abdalqader A.F., Sonebi M. An insight into graphene as an additive for the use in concrete. *Conference: CERI/ITRN*, 2022, pp. 67–72. URL: https://www.researchgate.net/publication/363281202_An_insight_into_Graphene_as_an_additive_for_the_use_in_concrete
 26. Zhangozin K.N. New method for producing graphene by intercalation of graphite with microcluster water. Almaty: Darkhan, 2023. (In Russian).
 27. Каргин Д. Б., Жангозин К., Жанабергенов Т. К. Новый метод получения порошкообразного графена // *Вестник Евразийского Национального университета имени Л.Н. Гумилёва. Физика. Серия «Астрономия»*. 2022. Т. 136. № 3. С. 8–16. DOI: <https://doi.org/10.32523/2616-6836-2021-136-3-8-16>. EDN: ZXYJGU.
 28. Ерасов В.С., Орешко Е.И. Коэффициент Пуассона и Пуассонова сила // *Авиационные материалы и технологии*. 2018. Т. 52. № 3. С. 56–64. DOI: <https://doi.org/10.18577/2071-9140-2018-0-3-56-64>. EDN: XVANQD.
 29. Makeeva O.V., Oleshko V.S., Fedorov A.V., Yurov V.M. Development of a device for determining work electron output. *Eurasian Physical Technical Journal*, 2020, vol. 17, no. 1, pp. 127–131. DOI: <https://doi.org/10.31489/2020No1/127-131>.
 30. Гончаренко В.И., Олешко В.С., Юров В.М. Определение величины поверхностной энергии металлов с использованием метода машинного обучения // *Проблемы машиностроения и автоматизации*. 2025. № 2. С. 103–111. DOI: https://doi.org/10.52261/02346206_2025_2_103. EDN: RBJNRZ.
- ### References
1. Novoselov K.S., Geim A.K., Morozov S.V., Jiang D., Zhang Y., Dubonos S.V., Grigorieva I.V., Firsov A.A. Electric field effect in atomically thin carbon films. *Science*, 2004, vol. 306, no. 5696, pp. 666–669. DOI: <https://doi.org/10.1126/science.1102896>.
 2. Li H., Zhao G., Zhang H. Recent Progress of Cement-Based Materials Modified by Graphene and Its Derivatives. *Materials*, 2023, vol. 16, no. 10, p. 3783. DOI: <https://doi.org/10.3390/ma16103783>.
 3. Yurov V.M., Zhangozin K.N., Zhanabergenov T.K., Kargin D.B. Surface phenomena in graphite and obtaining graphene from it. *Science News of Kazakhstan*, 2024, no. 1, pp. 19–43. (In Russian). DOI: https://doi.org/10.53939/1560-5655_2024_1_19.
 4. Yurov V.M., Zhangozin K.N., Goncharenko V.I., Oleshko V.S. Tribological properties of graphite, graphene and fluorographite, fluorographene. *Modern high technologies*, 2024, no. 7, pp. 81–87. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.17513/snt.40089>.
 5. Yurov V.M., Zhangozin K.N., Kargin D.B. Number of graphene layers in natural graphite. *The Scientific Heritage*, 2024, no. 143, pp. 75–80. DOI: <https://doi.org/10.5281/zenodo.13378607>.
 6. Lv Sh., Ma Yu., Qiu Ch., Sun T., Liu J., Zhou Q. Effect of graphene oxide nanosheets of microstructure and mechanical properties of cement composites. *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 49, pp. 121–127. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.022>.
 7. Sedaghat Ah., Ram M., Zayed A., Kamal R., Shanahan N. Investigation of Physical Properties of Graphene-Cement Composite for Structural Applications. *Journal of Composite Materials*, 2014, vol. 4 (01), pp. 12–21. DOI: <https://doi.org/10.4236/ojcm.2014.41002>.
 8. Lv S., Zhang J., Zhu L., Jia Ch. Preparation of Cement Composites with Ordered Microstructures via Doping with Graphene Oxide Nanosheets and an Investigation of Their Strength and Durability. *Materials*, 2016, vol. 9, no. 11, p. 924. DOI: <https://doi.org/10.3390/ma9110924>.
 9. Jing G., Ye Z., Wu J., Wang S., Cheng X., Strokova V., Nelyubova V. Introducing Reduced Graphene Oxide to Enhance the Thermal Properties of Cement Composites. *Cement and Concrete Composites*, 2020, vol. 109, article 103559. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103559>.
 10. Long W.J., Zhang X., Feng G.L., Xie J., Xing F., Dong B., Zhang J., Khayat K.H. Investigation on Chloride Binding Capacity and Stability of Friedel's Salt in Graphene Oxide Reinforced Cement Paste. *Cement and Concrete Composites*, 2022, vol. 132, article 104603. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104603>.
 11. Yurov V.M., Goncharenko V.I., Oleshko V.S., Zhangozin K.N. Open quantum system of the surface layer of atomically smooth metals. *International Journal of Applied and Fundamental Research*, 2025, no. 4, pp. 54–60. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.17513/mjpf.13720>.
 12. Ledenev V.V. Deformation and destruction of foundations, foundations, building materials and structures (theory, experiment). Tambov: Publishing center of FGBOU VO «TSTU», 2021. (In Russian).
 13. Kuznetsov V.S. Reinforced concrete and stone structures. Moscow: ASV Publ., 2022. (In Russian).
 14. Richardson I.G. The Calcium Silicate Hydrates. *Cement and Concrete Research*, 2008, vol. 38, no. 2, pp. 137–158. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.11.005>.
 15. Hou D. Molecular Simulation on Cement-Based Materials. From Theory to Application. Springer Singapore, 2020.

16. Yurov V.M. Surface layer thickness of atomically smooth crystals. Physicochemical aspects of studying clusters, nanostructures and nanomaterials. *Interuniversity Collection of Scientific Papers*. Tver: Tver State University, 2019, issue 11, pp. 389–397. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.26456/pcascnn/2019.11.389>.
17. Hamid S. The crystal structure of the 11 A natural tobermorite $\text{Ca}_2.25\text{Si}_3\text{O}_7.5(\text{OH})1.5\cdot\text{H}_2\text{O}$. *Zeitschrift fur Kristallographie*, 1981, vol. 154, pp. 189–198.
18. Allen A.J., Thomas J.J., Jennings H.M. Composition and density of nanoscale calcium silicate-hydrate in cement. *Nature Material*, 2007, vol. 6, pp. 311–316. DOI: <https://doi.org/10.1038/nmat1871>.
19. Gleiter H. Nanostructured materials: basic concepts and microstructure. *Acta Materialia*, 2000, vol. 48 (1), pp. 1–29. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1359-6454\(99\)00285-2](https://doi.org/10.1016/S1359-6454(99)00285-2).
20. Yurov V.M., Goncharenko V.I., Oleshko V.S. Primary nanocracks in nitrides, borides and carbides of refractory metals. *Physicochemical aspects of the study of clusters, nanostructures and nanomaterials*, 2023, no. 15, pp. 328–337. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.26456/pcascnn/2023.15.328>. EDN: RFQULG.
21. Berdibekov A.T., Yurov V.M., Gruzin V.V., Shugaev M.A., Dolya A.V., Balkishev K.T. Protective coatings in weapons and military equipment. The monograph. Astana: Publishing House of Research & Development Center «Kazakhstan Engineering» LLP, 2023, 318 p. ISBN 978–601–7781–05–7.
22. Poston T., Stewart I. Catastrophe Theory and Its Applications. Dover Publications, Incorporated, 2013.
23. Paris P.C., Erdogan F. A critical analysis of crack propagation laws. *ASME Journal of Basic Engineering*, 1963, vol. 85, pp. 528–533.
24. Yurov V.M., Zhangozin K.N. Surface thickness water and ethanol. *Physical and chemical aspects of the study of clusters, nanostructures and nanomaterials*, 2023, issue 15, pp. 338–349. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.26456/pcascnn/2023.15.338>.
25. Fayyad T.M., Abdalqader A.F., Sonebi M. An insight into graphene as an additive for the use in concrete. *Conference: CERI/ITRN*, 2022, pp. 67–72.
26. Zhangozin K.N. New method for producing graphene by intercalation of graphite with microcluster water. Almaty: Darkhan, 2023. (In Russian).
27. Zhangozin K.N., Zhanabergenov T.K., Kargin Zh.B. A new method for producing powdered graphene. *Bulletin of L.N. Gumilyov ENU. Physics, Astronomy Series*, 2021, vol. 136, no. 3, pp. 8–16. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.32523/2616-6836-2021-136-3-8-16>. EDN: ZXYJGU.
28. Erasov V.S., Oreshko E.I. Reasons for dependence of mechanical characteristics of material fracture resistance on sample sizes. *Aviatsionnye materialy i tekhnologii*, 2018, vol. 52, no. 3, pp. 56–64. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.18577/2071-9140-2018-0-3-56-64>. EDN: XVANQD.
29. Makeeva O.V., Oleshko V.S., Fedorov A.V., Yurov V.M. Development of a device for determining work electron output. *Eurasian Physical Technical Journal*, 2020, vol. 17, no. 1, pp. 127–131. DOI: <https://doi.org/10.31489/2020No1/127-131>.
30. Goncharenko V.I., Oleshko V.S., Yurov V.M. Determining the surface energy of metals using machine learning. *Problems of Mechanical Engineering and Automation*, 2025, no. 2, pp. 103–111. (In Russian). DOI: https://doi.org/10.52261/02346206_2025_2_103. EDN: RBJNRZ.

Информация об авторах / Information about the authors

Юров Виктор Михайлович, канд. ф.-м. наук, доцент, ТОО «ТСК-восток», Караганда, Республика Казахстан
e-mail: exciton@list.ru
Viktor M. Yurov, Cand. Sci. (Physical and Mathematical), Associate Professor, TOO “TSK Vostok”, Karaganda, Republic of Kazakhstan
e-mail: exciton@list.ru

Канат Накошевич Жангозин, канд. ф.-м. наук, доцент, директор, ТОО «ТСК-Восток», Астана, Республика Казахстан
e-mail: 4kzh@mail.ru
Kanat N. Zhangozin, Cand. Sci. (Physical and Mathematical), Associate Professor, Director, TSK-Vostok LLP, Astana, Republic of Kazakhstan
e-mail: 4kzh@mail.ru

Джумат Бейсембекович Каргин*, канд. ф.-м. наук, профессор кафедры Технической физики, директор департамента коммерциализации технологий, Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева, Астана, Республика Казахстан
e-mail: kargin_db@enu.kz
Jumat B. Kargin*, Cand. Sci. (Physical and Mathematical), Professor, Director of the Department of Technology Commercialization, Eurasian National University named after L.N. Gumilyov, Astana, Republic of Kazakhstan
e-mail: kargin_db@enu.kz

Азат Канатович Нуркасимов, докторант Евразийского национального университета им. Л.Н. Гумилева, Астана, Республика Казахстан
e-mail: nurkasimov_ak@enu.kz
Azat K. Nurkasimov, doctoral student at L.N. Gumilyov Eurasian National University, Astana, Republic of Kazakhstan
e-mail: nurkasimov_ak@enu.kz

Жаннур Сайлаубекович Касымханов, докторант Евразийского национального университета им. Л.Н. Гумилева, Астана, Республика Казахстан
e-mail: kassymkhanov_ZhS@enu.kz
Zhannur S. Kasymkhanov, Doctoral student at L.N. Gumilyov Eurasian National University, Astana, Republic of Kazakhstan
e-mail: kassymkhanov_ZhS@enu.kz

* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 725.8
EDN: RDBAUV

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-77-83](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-77-83)

Ф.Б. АБДУЛЛАЕВ¹, ЧУРИКОВА В.И.¹

¹ ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет». Москва, Российская Федерация

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ ВОЗНИКНОВЕНИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ РИСКОВ

Аннотация

Введение. Проектирование гражданских зданий в современных условиях сопровождается ростом технических рисков, обусловленных усложнением конструктивных решений, нормативной неопределенностью и ограниченным внедрением цифровых технологий. Актуальной задачей становится повышение надежности и безопасности проектных решений с учетом системных проблем отрасли, связанных с недостаточной интеграцией риск-анализа и дефицитом квалифицированных кадров.

Цель. Определить направления совершенствования методологии проектирования гражданских зданий в условиях возникновения технических рисков, включая развитие риск-ориентированных подходов, внедрение BIM-технологий и повышение качества нормативно-технической базы.

Материалы и методы. В работе использованы методы системного, структурного и сравнительного анализа, а также дано обобщение научных публикаций, нормативных документов и практических материалов, отражающих современные тенденции инженерно-строительного проектирования.

Результаты. Выявлены ключевые факторы, влияющие на возникновение технических рисков в проектировании гражданских зданий, а также определены основные ограничения существующей практики: фрагментарность нормативной базы, недостаточная интеграция риск-ориентированных методик и ограниченное применение цифрового моделирования. Сформулированы перспективные направления развития проектной деятельности, включающие внедрение цифровых двойников зданий, расширение применения информационного моделирования и развитие компетенций инженерно-технических специалистов.

Выводы. Обоснована необходимость формирования интегрированной системы риск-ориентированного проектирования, обеспечивающей надежность, безопасность и экономическую эффективность гражданских зданий на всех стадиях жизненного цикла. Результаты исследования могут быть использованы при разработке проектной документации, совершен-

ствовании нормативных актов и внедрении инновационных технологий в строительную практику.

Ключевые слова: проектирование гражданских зданий, технические риски, надежность, безопасность, BIM-технологии, цифровое моделирование, риск-ориентированный подход

Для цитирования:

Абдуллаев Ф.Б., Чурикова В.И. Проектирование гражданских зданий в условиях возникновения технических рисков // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634). С. 77–83. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-77-83](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-77-83) EDN: RDBAUV

Вклад авторов

Абдуллаев Фуад Башир оглы – постановка задачи, сбор и анализ исходных данных, разработка методологии исследования, подготовка текста статьи и формирование основных выводов.

Чурикова Валерия Игоревна – научное руководство исследованием, консультирование по методологии и структуре работы, научное редактирование итогового текста.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 26.11.2025

Поступила после рецензирования 10.02.2026

Принята к публикации 05.03.2026

F.B. ABDULLAEV ¹, V.I. CHURIKOVA ¹

¹ Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education National Research Moscow State University of Civil Engineering. Moscow, Russian Federation

DESIGN OF CIVIL BUILDINGS IN CONDITIONS OF TECHNICAL RISKS

Abstract

Introduction. The design of civil buildings in modern conditions is accompanied by an increase in technical risks due to the complexity of design solutions, regulatory uncertainty and limited introduction of digital technologies. An urgent task is to increase the reliability and safety of design solutions, taking into account the systemic problems of the industry associated with insufficient integration of risk analysis and a shortage of qualified personnel.

Aim. To identify areas for improving the methodology of designing civil buildings in the context of technical risks, including the development of risk-oriented approaches, the introduction of BIM technologies and improving the quality of the regulatory and technical framework.

Materials and methods. The paper uses methods of systematic, structural and comparative analysis, as well as a synthesis of scientific publications, regulatory documents and practical materials reflecting current trends in engineering and construction design.

Results. The key factors influencing the occurrence of technical risks in the design of civil buildings are identified, as well as the main limitations of existing practice are identified: the fragmentation of the regulatory framework, insufficient integration of risk-oriented techniques and limited use of digital modeling. Promising directions for the development of design activities are formulated, including the introduction of digital building doubles, the expansion of the use of information modeling and the development of competencies of engineering and technical specialists.

Conclusions. The necessity of forming an integrated risk-based design system that ensures the reliability, safety and economic efficiency of civil buildings at all stages of their life cycle is substantiated. The research results can be used in the development of project documentation, improvement of regulations and the introduction of innovative technologies in construction practice.

Keywords: civil building design, technical risks, reliability, safety, BIM technologies, digital modeling, risk-based approach

For citation: Abdullaev F.B., Churikova V.I. Design of civil buildings in conditions of technical risks. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3 (634), pp. 77–83. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-77-83](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-77-83) EDN: RDBAUV

Authors contribution statement

Fuad Bashir oglu Abdullaev – completed the task statement, collection and analysis of the initial data, development of the research methodology, preparation of the text of the article and the formation of the main conclusions.

Churikova Valeria I. – provided scientific guidance for the research, consulting on the methodology and structure of the work, as well as scientific editing of the final text.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declares no conflict of interest.

Received 25.11.25

Revised 10.02.26

Accepted 05.03.26

Проектирование гражданских зданий во все исторические периоды являлось одной из ключевых сфер градостроительной деятельности, поскольку именно здания общественного и жилого назначения формируют основу повседневной жизнедеятельности населения. В современных условиях значение проектирования заметно возрастает: гражданские здания становятся более сложными по конструктивной схеме, насыщаются инженерными системами, требуют учета энергоэффективности, безопасности, доступности и последующей эксплуатационной управляемости. Поэтому проектное решение уже не может рассматриваться только как комплект чертежей и расчетов. Оно выступает как основа для управления жизненным циклом объекта, включая строительство, эксплуатацию, ремонт, реконструкцию и мониторинг технического состояния.

Гражданские здания обеспечивают комфортное проживание, работу учреждений, функционирование образовательной, культурной, медицинской и административной инфраструктуры. Их конструктивные характеристики, энергоэффективность, эксплуатационная надежность и архитектурное качество напрямую влияют на безопасность городской среды и устойчивость территориальных систем. При этом современная практика показывает, что значительная часть технических проблем проявляется не только на стадии строительства или эксплуатации, но и значительно раньше – на этапе принятия проектных решений, когда закладываются расчетные схемы, выбираются материалы, определяются инженерные системы и формируется логика дальнейшей организации работ.

Технические риски в проектировании гражданских зданий имеют многокомпонентную природу. Они могут быть связаны с ошибками расчетов, недостаточной детализацией проектной документации, коллизиями между архитектурными, конструктивными и инженерными разделами, неточной оценкой нагрузок, неправильным выбором технологических решений или слабой адаптацией проекта к условиям конкретной строительной площадки. Отдельную группу составляют риски, возникающие из-за недостатка исходных данных: неполных инженерных изысканий, неточного учета состояния окружающей застройки, климатических воздействий, транспортной доступности, логистики поставки материалов и доступности квалифицированных кадров.

В таких условиях проектирование гражданских зданий должно опираться на принципы предиктивной и адаптивной инженерии. Предиктивный подход предполагает выявление возможных отклонений до начала строительства, а адаптивный – возможность корректировки проектных и организационно-технологических решений по мере уточнения исходных данных. Практическое значение данного подхода состоит в том, что он позволяет не ограничиваться формальным соблюдением нормативных требований, а заранее оценивать последствия проектных решений для стоимости, сроков, надежности и эксплуатационной безопасности объекта.

Российская практика проектирования гражданских зданий по-прежнему сталкивается с рядом системных ограничений. Риск-анализ часто проводится фрагментарно, преимущественно в рамках отдельных расчетных

разделов, без единой связи между архитектурными, конструктивными, инженерными и организационно-технологическими решениями. При этом действующая нормативная база содержит обязательные требования к безопасности зданий и сооружений, однако не всегда дает проектировщику удобный инструмент для количественной оценки совокупного технического риска на ранней стадии разработки проекта.

Нормативное регулирование проектирования гражданских зданий в Российской Федерации основано на системе технических регламентов, строительных норм и сводов правил. Федеральный закон № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» определяет базовые требования к механической прочности, устойчивости, пожарной, санитарно-гигиенической, экологической и эксплуатационной безопасности объектов капитального строительства [1]. СП 20.13330.2016 устанавливает порядок учета нагрузок и воздействий, включая постоянные, временные, климатические и особые нагрузки [2]. СП 63.13330.2018 регламентирует расчет бетонных и железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформативности [3].

В научной литературе вопросы надежности строительных конструкций, вероятностного анализа и оценки технического состояния зданий рассматриваются в работах А.Г. Тамразяна, А.В. Алексеичева, М.Д. Антонова, С.А. Ахременко, Д.А. Викторова и Н.С. Курченко. А.В. Алексеичев и М.Д. Антонов исследуют устойчивость монолитных каркасов при локальных повреждениях и прогрессирующем разрушении [4, 5, 6]. Н.С. Курченко и А.В. Алексеичев предлагают подходы к оценке надежности возведения жилых зданий с монолитными железобетонными каркасами [7]. А.Г. Тамразян обосновывает необходимость оценки надежности железобетонных конструкций с учетом эксплуатационных отклонений и прогнозирования срока службы [8].

Вместе с тем значительная часть существующих исследований ориентирована либо на расчетную надежность отдельных конструктивных элементов, либо на анализ строительного процесса. Для проектирования гражданских зданий в условиях технических рисков требуется более связанная модель, в которой расчетная надежность, технологичность, цифровая координация, стоимость исправления ошибок и региональные условия рассматриваются одновременно. Именно такая постановка позволяет приблизить научный подход к реальной проектной практике, где ошибка в одном разделе документации может привести к задержке согласования, перерасходу материалов, увеличению трудозатрат или дополнительным затратам на корректировку решений.

Методическая основа предлагаемого подхода включает три последовательных этапа. На первом этапе проводится идентификация технических рисков по разделам проектной документации: архитектурные решения, конструктивные решения, инженерные системы, организация строительства, пожарная безопасность, энергоэффективность и эксплуатационная надежность. На втором этапе каждому риску присваивается расчетная оценка по трем параметрам: вероятность возникновения, тяжесть последствий и возможность раннего обнаружения. На третьем

этапе формируется перечень мероприятий по снижению риска, а также оценивается влияние этих мероприятий на сроки, трудоемкость, стоимость проектирования и затраты на исправление возможных ошибок.

Для расчетной оценки может применяться показатель приоритетности технического риска R , определяемый как произведение трех балльных параметров: вероятности возникновения P , тяжести последствий S и коэффициента обнаруживаемости D . Каждый параметр оценивается по

шкале от 1 до 5 баллов, где 1 означает низкий уровень проявления признака, а 5 – высокий уровень. Чем выше значение R , тем раньше данный риск должен быть рассмотрен проектной группой. Такой подход не заменяет нормативные расчеты, но дополняет их инструментом управленческой сортировки проблем, что особенно важно при проектировании сложных гражданских зданий.

Основные критерии расчетно-аналитической оценки технических рисков представлены в таблице 1.

Таблица 1

Критерии расчетно-аналитической оценки технических рисков при проектировании гражданских зданий
Table 1
Criteria for the computational and analytical assessment of technical risks in the design of civil buildings

Критерий оценки	Единица измерения	Диапазон оценки	Практическое значение критерия
Вероятность возникновения отклонения P	балл	1–5	Позволяет определить, насколько часто риск может проявляться при выбранной проектной схеме
Тяжесть последствий S	балл	1–5	Отражает возможное влияние риска на безопасность, сроки, стоимость и эксплуатационную надежность здания
Обнаруживаемость D	балл	1–5	Показывает, насколько трудно выявить риск до начала строительных работ
Показатель приоритетности R	балл	1–125	Используется для ранжирования рисков и выбора первоочередных проектных решений
Срок устранения отклонения	дни	оценочно	Позволяет сопоставить влияние проектной ошибки на календарный график
Стоимость устранения отклонения	тыс. руб.	оценочно	Показывает экономический эффект от раннего выявления риска

Таким образом, предложенная система критериев позволяет перейти от общего описания технических рисков к их сопоставимой расчетной оценке. На практике она может применяться на предпроектной и проектной стадиях для отбора решений, требующих дополнительной проверки, BIM-координации или экспертного инженерного анализа.

Цифровизация проектирования играет ключевую роль в снижении технических рисков, однако ее эффективность зависит от того, насколько глубоко цифровые инструменты встроены в технологический процесс. BIM-модель должна использоваться не только для визуализации здания, но и для координации разделов проекта, проверки пространственных коллизий, подсчета объемов работ, планирования графика, оценки ресурсных потребностей и передачи данных в эксплуатационную модель объекта. В таком случае цифровая модель становится рабочей средой принятия решений, а не дополнительным графическим приложением к проектной документации.

На стадии проектирования BIM позволяет выявлять пересечения инженерных сетей с несущими конструкциями, несоответствия между архитектурными и конструктивными решениями, ошибки в отметках, нерациональные зоны прокладки коммуникаций и нарушения технологической последовательности выполнения работ. На стадии планирования работ информационная модель может быть связана с календарным графиком, что дает возможность оценить влияние проектных решений на

сроки строительства. На стадии подготовки строительной площадки цифровая модель используется для уточнения логистических маршрутов, зон складирования материалов и размещения временной инфраструктуры.

При переходе от проектирования к строительству цифровой контур может включать данные о ходе армирования, устройстве опалубки, бетонировании, контроле качества и расходе ресурсов. Если гражданское здание содержит монолитные железобетонные конструкции, в цифровую модель целесообразно передавать сведения о температуре бетона, влажности, сроках набора прочности, отклонениях от технологического режима и результатах лабораторного контроля. Такие данные позволяют уточнять график распалубливания, снижать риск раннего нагружения конструкций и фиксировать историю технологических параметров для последующей эксплуатации.

Механизм интеграции цифровых инструментов может быть представлен как последовательность связанных действий: формирование единой BIM-модели, проверка коллизий, расчет объемов работ, привязка модели к календарному графику, настройка контрольных точек качества, сбор данных со строительной площадки, сопоставление фактических показателей с проектными значениями и корректировка управленческих решений. При этом важным условием является распределение ответственности между участниками проекта: проектировщик отвечает за корректность модели и рас-

четов, строительная организация – за своевременную передачу фактических данных, эксплуатирующая организация – за накопление информации о техническом состоянии здания.

Экономическая оценка риск-ориентированного проектирования особенно важна потому, что внедрение цифровых инструментов часто воспринимается как дополнительная статья затрат. На практике часть расходов действительно возникает на начальном этапе: требуется подготовка BIM-модели повышенной детализации, проведение междисциплинарной координации, настройка регламентов обмена данными, обучение специалистов и, при необходимости, подключение датчиков мониторинга. Однако эти затраты компенсируются за счет уменьшения числа проектных коллизий, сокращения времени согласования решений, снижения объема переделок и более точного планирования материалов.

Для проверки практической применимости предложенного подхода выполнена расчетно-аналитическая апробация на условном проекте гражданского здания общей площадью 18 000 м². В качестве расчетного сценария принят объект с подземной частью, монолитным железобетонным каркасом, развитой системой инженерных коммуникаций и высокой плотностью размещения помещений. Сопоставлялись два варианта проектирования: базовый, при котором риск-анализ выполняется преимущественно экспертно и разрозненно, и интегрированный, предполагающий применение BIM-координации, балльной оценки рисков и цифрового контроля ключевых проектных решений. Расчеты имеют оценочный характер и предназначены для предварительного технико-экономического обоснования.

Оценочные показатели расчетного сценария представлены в таблице 2.

Таблица 2

Оценочные показатели применения риск-ориентированного проектирования для условного гражданского здания площадью 18 000 м²

Table 2

Risk-based design performance indicators for a model civil building with an area of 18 000 m²

Показатель	Базовый вариант	Интегрированный вариант	Изменение
Продолжительность выявления и устранения проектных коллизий, дни	30	21–24	Сокращение на 20–30 %
Трудоемкость координации разделов проекта, чел.-ч	2 400	2 100–2 200	Снижение на 8–12 %
Ориентировочные затраты на цифровую координацию и настройку BIM-среды, тыс. руб.	0	900–1 200	Дополнительные начальные затраты
Затраты на устранение проектных ошибок и переделок, тыс. руб.	5 800–6 200	4 400–5 000	Снижение на 18–25 %
Доля выявленных коллизий до начала строительных работ, %	55–60	80–85	Рост на 25 п.п.
Отклонение расчетной потребности в основных материалах, %	7–9	3–5	Снижение на 4 п.п.
Итоговый организационно-экономический эффект, тыс. руб.	0	600–900	Положительный эффект после компенсации начальных затрат

Таким образом, расчетный сценарий показывает, что экономический эффект достигается не за счет формального сокращения объема проектных работ, а за счет более раннего выявления коллизий и уменьшения затрат на исправление ошибок. Даже при дополнительных расходах на цифровую координацию интегрированный вариант дает положительный организационно-экономический результат, поскольку снижает вероятность поздних корректировок, простоев и перерасхода материалов.

Практическое внедрение предложенного подхода может осуществляться в форме технологической карты риск-ориентированного проектирования. На первом этапе формируется матрица исходных данных: характеристики участка, климатические условия, плотность застройки, результаты инженерных изысканий, требования заказчика и ограничения нормативной базы. На втором этапе выполняется BIM-координация основных разделов проектной документации с обязательной фиксацией выявленных

коллизий. На третьем этапе проектная группа рассчитывает показатель приоритетности рисков и выделяет решения, требующие дополнительной проверки. На четвертом этапе оцениваются экономические последствия возможных отклонений и выбираются мероприятия по снижению риска. На пятом этапе результаты передаются в строительную и эксплуатационную документацию.

Особое значение имеет адаптация проектных решений к региональным условиям. Для северных и резко континентальных регионов существенными становятся температурные воздействия, сезонность строительных работ и требования к энергоэффективности ограждающих конструкций. В южных регионах большее значение могут иметь перегрев помещений, долговечность материалов при интенсивном солнечном воздействии и особенности водоотведения. В условиях плотной городской застройки возрастают требования к логистике, организации строительной площадки, защите соседних зданий и минимиза-

ции влияния работ на городскую инфраструктуру. Поэтому риск-ориентированное проектирование должно учитывать не только универсальные нормативные требования, но и конкретные ограничения территории.

Важным прикладным результатом является возможность создания базы типовых технических рисков для гражданских зданий. Такая база может включать повторяющиеся коллизии инженерных сетей, ошибки в привязке конструктивных элементов, недостаточную детализацию узлов, расхождения между расчетной и фактической материалоемкостью, несогласованность графиков поставки оборудования и проблемы последующего обслуживания инженерных систем. Накопление этих данных позволяет проектной организации формировать собственные чек-листы качества и постепенно снижать влияние человеческого фактора.

Для повышения достоверности проектных решений цифровая модель должна связываться с данными последующего мониторинга. В период строительства такими данными могут быть сведения о фактических сроках выполнения работ, расходе материалов, результатах входного контроля, параметрах бетонирования и количестве выявленных дефектов. В период эксплуатации в цифровой двойник могут поступать данные о температурно-влажностном режиме, состоянии инженерных систем, показаниях датчиков деформаций, результатах осмотров и ремонтов. Такой контур обратной связи позволяет уточнять расчетные предпосылки для последующих проектов и формировать более надежные проектные решения.

Ограничением предложенного подхода является его зависимость от качества исходных данных, уровня цифровой зрелости проектной организации и готовности участников строительства работать в единой информационной среде. Если BIM-модель создается формально, без регламентов проверки и актуализации, ее влияние на снижение технических рисков будет ограниченным. Кроме того, оценочные экономические расчеты требуют уточнения на реальных пилотных проектах, поскольку размер эффекта зависит от типа здания, сложности инженерных систем, квалификации проектной команды, стоимости исправления ошибок и региональных условий строительства.

Несмотря на указанные ограничения, предложенный подход обладает практической применимостью. Он может использоваться проектными организациями при подготовке гражданских зданий повышенной сложности, заказчиками – при оценке качества проектных решений, строительными организациями – при планировании работ и снижении вероятности переделок, а эксплуатирующими организациями – при формировании цифрового паспорта здания. Наиболее рациональной является поэтапная апробация: сначала на одном проектном разделе или пилотном объекте, затем на группе объектов одного типа, после чего возможно формирование внутреннего стандарта оценки технологичности и технических рисков.

Таким образом, проектирование гражданских зданий в условиях возникновения технических рисков требует перехода от разрозненной экспертной проверки к интегрированной модели управления надежностью. Такая модель должна объединять нормативные расчеты, BIM-координацию, балльную оценку рисков, экономическое сравнение

вариантов и последующий мониторинг объекта. Практическая ценность данного подхода состоит в том, что он позволяет выявлять проблемы до начала строительства, снижать затраты на их устранение и повышать управляемость проектно-строительного цикла.

Выводы

1. Проектирование гражданских зданий в современных условиях осуществляется при одновременном воздействии расчетно-конструктивных, нормативных, организационно-технологических, эксплуатационных и информационных рисков. Их учет должен начинаться на ранних стадиях разработки проектной документации, поскольку позднее выявление ошибок увеличивает сроки согласования, объем переделок и стоимость строительства.

2. Предложенный расчетно-аналитический подход позволяет дополнить традиционные нормативные расчеты балльной оценкой приоритетности технических рисков. Использование параметров вероятности возникновения, тяжести последствий и обнаруживаемости обеспечивает более понятную сортировку рисков и помогает проектной группе определить решения, требующие первоочередной проверки.

3. Практическая применимость подхода обеспечивается интеграцией BIM-моделирования, проверкой коллизий, оценкой объемов работ, календарным планированием и цифровым мониторингом. Наиболее значимый эффект достигается тогда, когда цифровая модель используется не только на стадии проектирования, но и при подготовке строительной площадки, контроле качества работ, мониторинге сроков, ресурсов и эксплуатационных параметров здания.

4. Расчетный сценарий для условного гражданского здания площадью 18 000 м² показал, что внедрение риск-ориентированного проектирования и цифровой координации может сократить продолжительность выявления и устранения проектных коллизий на 20–30 %, снизить трудоемкость координации на 8–12 % и уменьшить затраты на исправление проектных ошибок на 18–25 %. Приведенные значения являются оценочными и подлежат уточнению на пилотных проектах.

5. Региональная адаптация проектных решений должна учитывать климатические условия, сезонность строительных работ, логистику поставки материалов, доступность квалифицированных кадров, плотность городской застройки и особенности нормативных требований. Без учета этих условий риск-ориентированная модель может оставаться формальной и не обеспечивать ожидаемого практического эффекта.

6. Перспективными направлениями дальнейших исследований являются пилотная апробация предложенной методики на реальных гражданских зданиях, разработка базы типовых проектных рисков, интеграция BIM, цифровых двойников, IoT-датчиков и систем мониторинга технического состояния, а также формирование стандартов оценки технологичности и надежности проектных решений.

Таким образом, обеспечение надежности и безопасности гражданских зданий возможно при сочетании нормативного проектирования, цифрового моделирования,

экономической оценки и системного управления техническими рисками. Такая интеграция позволяет повысить качество проектной документации, снизить вероятность дорогостоящих переделок и создать основу для более устойчивого развития гражданского строительства.

Список литературы

1. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009 N 384-ФЗ. URL: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/
2. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». URL: <https://ano-mchs.gov.ru/uploads/document/2022-03-15/079727a84b6dfc87f4f6c2db1a5693ed.pdf>
3. СП 63.13330.2018. URL: https://ano-alpha.ru/upload/iblock/58c/mjvjzkyrismzq31jd53bipez0mxsqd5/SP_63.13330.2018_-2.pdf
4. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждениях плит продавливанием // *Строительство и реконструкция*. 2021. № 4. С. 23–34. DOI: <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-23-34>
5. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Сопротивляемость прогрессирующему разрушению монолитных каркасов зданий при локальных повреждениях узлов от продавливания // *Вестник МГСУ*. 2024. Т. 19. № 9. С. 1454–1468. DOI: <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2024.9.1454-1468>
6. Ахременко С.А., Виктор Д.А., Артамонова Е.Г. Рациональное проектирование геометрических и теплотехнических параметров многоквартирного жилого дома // *Теоретические основы теплогазоснабжения и вентиляции: сб. докладов VIII Всероссийской научно-технической конференции, посвященной столетию МИСИ-МГСУ*, 12 ноября 2020 г. Москва: Издательство МИСИ – МГСУ, 2020. С. 54–58.
7. Курченко Н.С., Алексейцев А.В. Методика оценки надежности возведения жилых зданий с монолитными железобетонными каркасами // *Системные технологии*. 2021. № 1 (38). С. 37–43. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/metodika-otsenki-nadezhnosti-vozvedeniya-zhilyh-zdaniy-s-monolitnymi-zhelezobetonnymi-karkasami>
8. Тамразян А.Г. Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирования срока службы железобетонных конструкций // *Железобетонные конструкции*. 2023. Т. 1. № 1. С. 5–18. URL: <https://www.g-b-k.ru/jour/article/view/4>
3. SP 63.13330.2018. URL: https://ano-alpha.ru/upload/iblock/58c/mjvjzkyrismzq31jd53bipez0mxsqd5/SP_63.13330.2018_-2.pdf
4. Aleksetsev A.V., Antonov M.D. Dynamics of girderless reinforced concrete frames of structures in case of plate penetration damage. *Building and Reconstruction*, 2021, no. 4, pp. 23–34. DOI: <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-23-34>. (In Russian).
5. Aleksetsev A.V., Antonov M.D. Resistance to progressive destruction of monolithic building frames with local damage to nodes from penetration. *Vestnik MGSU*. 2024. Vol. 19. No. 9. P. 1454–1468. DOI: <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2024.9.1454-1468>. (In Russian).
6. Akhremenko S.A., Viktorov D.A., Artamonova E.G. Rational design of geometric and thermal engineering parameters of a single-family residential building. Theoretical foundations of heat and gas supply and ventilation. *Collection of reports of the VIII All-Russian Scientific and Technical Conference dedicated to the 100th anniversary of MISI-MGSU*, November 12, 2020. Moscow: Izdatel'stvo MISI – MGSU. 2020. P. 54–58. URL: <https://libryansk.ru/publikacii-v-sbornikah-nauchnyh-trudov-materialah-konferencij-ahremenko> (In Russian).
7. Kurchenko N.S., Aleksetsev A.V. Methodology for assessing the reliability of residential buildings with monolithic reinforced concrete frames. *System technologies*, 2021, vol. 38, no. 1. pp. 37–43. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/metodika-otsenki-nadezhnosti-vozvedeniya-zhilyh-zdaniy-s-monolitnymi-zhelezobetonnymi-karkasami> (In Russian).
8. Tamrazyan A.G. Methodology for analyzing and evaluating the reliability of the condition and forecasting the service life of reinforced concrete structures. *Reinforced concrete structures*, 2023, vol. 1, no. 1, pp. 5–18. URL: <https://www.g-b-k.ru/jour/article/view/4> (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Абдуллаев Фуад Башир оглы*, студент, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский московский государственный строительный университет», Москва e42269084@gmail.com

Abdullaev Fuad Bashir ogly, student, Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education “National Research Moscow State University of Civil Engineering”, Moscow

Чурикова Валерия Игоревна, к.т.н., доцент, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский московский государственный строительный университет», Москва
Churikova Valeria I., Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education “National Research Moscow State University of Civil Engineering”, Moscow.

* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

References

1. Federal Law «Technical Regulations on the Safety of Buildings and structures» dated 12/30/2009 No. 384-FZ. URL: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/ (In Russian).
2. SP 20.13330.2016 Loads and impacts. URL: <https://mchs.gov.ru/uploads/document/2022-03-15/079727a84b6dfc87f4f6c2db1a5693ed.pdf> (In Russian).

УДК 624.012.45
EDN: VBFIAD

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-84-99](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-84-99)

С.В. КОУРКИН^{1*}, А.И. НИКУЛИН¹, Д.В. ОБЕРНИХИН¹

¹Белгородский государственный технологический университет (БГТУ) им. В.Г. Шухова, ул. Костюкова, 46, Белгород, Белгородская обл., 308012, Российская Федерация

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СРЕДНЕСКОРОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Аннотация

Введение. Рост числа аварийных и чрезвычайных ситуаций, отмечаемый в государственных докладах МЧС России за последние годы, подчёркивает необходимость изучения работы строительных конструкций при воздействиях с различной скоростью приложения нагрузки. Одним из наиболее интересных является среднескоростной диапазон нагружения, где напряжённо-деформированное состояние железобетонных элементов существенно отличается от статического и высокоскоростного режимов.

Цель. Исследование влияния среднескоростных воздействий на прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов с применением экспериментально-аналитического подхода.

Материалы и методы. В исследовании использованы данные испытаний 27 бетонных призм классов В25 и В45, разрушенных при трёх скоростных режимах: статическом, ускоренном (1–3 с) и умеренно ускоренном (8–12 с). Обработка результатов выполнена с применением критерия «трёх сигм» и 5%-го квантиля для формирования статистически репрезентативных диаграмм «напряжение (σ) – относительная деформация (ϵ)». Аналитическое моделирование осуществлялось с использованием дробно-рациональных зависимостей и энергетического критерия разрушения.

Результаты. Выявлено, что увеличение скорости нагружения приводит к росту предельной прочности бетона (на 9–20 % для В25 и 6–12 % для В45) и снижению соответствующих предельных деформаций (на 10–19 % и 5–13 %, соответственно). Для изгибаемых элементов установлено увеличение момента, соответствующего исчерпанию прочности элемента, на 1–2,3 % (для бетона В25) и 0,9–1,4 % (для бетона В45), а также рост момента трещинообразования на 6,6–13,8 % и 4,7–7,1 %, соответственно.

Выводы. Среднескоростное нагружение приводит к повышению прочности и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов при одновременном уменьшении их деформативности. Полученные ре-

зультаты уточняют параметры для расчётов по нелинейной деформационной модели и могут быть использованы при анализе особых воздействий.

Ключевые слова: железобетон, эксперимент, изгибаемые конструкции, обработка данных, методы расчета, прочность, трещиностойкость, среднескоростное нагружение

Для цитирования: Коуркин С.В., Никулин А.И., Обернихин Д.В. Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных конструкций при среднескоростных воздействиях // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634). С. 84–99. DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-84-99](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-84-99) EDN: VBFIAD

Вклад авторов

Коуркин С.В. – подготовка и проведение эксперимента, анализ и обработка полученных результатов, выполнение экспериментально-аналитического расчета, написание статьи.

Никулин А.И. – разработка аналитических методов расчета прочности и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов, удовлетворяющих различным скоростным режимам нагружения, анализ результатов эксперимента и расчетов, корректировка статьи.

Обернихин Д.В. – подготовка и проведение эксперимента, корректировка статьи.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.12.25

Поступила после рецензирования 27.02.26

Принята к публикации 05.03.26

S.V. KOURKIN¹, A.I. NIKULIN¹, D.V. OBERNIKHIN¹

¹Belgorod State Technological University (BSTU) named after V.G. Shukhov,
46 Kostyukova St., Belgorod, Belgorod Region, 308012, Russian Federation

STRENGTH AND CRACK RESISTANCE OF BENDABLE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER INTERMEDIATE-SPEED LOADING

Abstract

Introduction. The increase in the number of accidents and emergencies noted in the state reports of the Russian Ministry of Emergency Situations in recent years highlights the need to study the operation of building structures under impacts with varying rates of load application. One of the most interesting is the medium-speed loading range, where the stress-strain state of reinforced concrete elements differs significantly from static and high-speed modes.

Aim. Investigation of the influence of medium-velocity impacts on the strength and crack resistance of bendable reinforced concrete elements using an experimental and analytical approach.

Materials and methods. The study used test data from 27 concrete prisms of classes B25 and B45, destroyed at three speed modes: static, accelerated (1–3 s) and moderately accelerated (8–12 s). The results were processed using the three sigma criterion and the 5 % quantile to form statistically representative diagrams «stress (σ) – relative strain (ϵ)». Analytical modeling was carried out using fractional-rational dependencies and the energy criterion of destruction.

Results. It was found that an increase in the loading rate leads to an increase in the ultimate strength of concrete (by 9–20 % for B25 and 6–12 % for B45) and a decrease in the corresponding ultimate deformations (by 10–19 % and 5–13 %, respectively). For bent elements, an increase in the moment corresponding to the exhaustion of the element strength was found by 1–2.3 % (for concrete B25) and 0.9–1.4 % (for concrete B45), as well as an increase in the moment of cracking by 6.6–13.8 % and 4.7–7.1 %, respectively.

Conclusions. Medium-speed loading leads to an increase in the strength and crack resistance of bendable reinforced concrete elements while reducing their deformability. The results obtained refine the parameters for calculations based on the nonlinear deformation model and can be used in the analysis of special effects.

Keywords: reinforced concrete, experiment, bendable structures, data processing, calculation methods, strength, crack resistance, intermediate-speed loading

For citation: Kourkin S.V., Nikulin A.I., Obernikhin D.V. Strength and crack resistance of bendable reinforced concrete structures under intermediate-speed loading. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3 (634), pp. 84–99. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-84-99](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-84-99)

Authors contribution statement

Kourkin S.V. – preparation and conduct of an experiment, analysis and processing of the obtained results, performing experimental and analytical calculations, writing an article.
Nikulin A.I. – development of analytical methods for calculating the strength and crack resistance of bendable reinforced concrete elements that meet various intermediate speed loading conditions, analysis of experimental and computational results, correction of the article.

Obernikhin D.V. – preparation and conduct of the experiment, correction of the article.

Funding

The study had no sponsorship.

Conflict of interest

The authors declare that there is no conflict of interest.

Received 14.12.25

Revised 27.02.26

Accepted 05.03.26

Введение

Анализ государственных докладов МЧС «О состоянии защиты населения и территорий Российской Федерации от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» за период с 2015 года фиксирует рост числа аварийных воздействий на строительные объекты, что требует учёта работы конструкций при нагрузках различной скорости приложения. Спектр таких воздействий охватывает области от статического до мгновенного (импульсного или динамического) нагружения.

Существующие экспериментальные данные и расчётные модели преимущественно относятся к статическим или высокоскоростным нагрузкам и недостаточно описывают поведение конструкций при среднескоростном нагружении. Именно поэтому среднескоростной диапазон, занимающий промежуточное положение между мгновенными и длительными воздействиями, представляет наибольший интерес. Для изгибаемых железобетонных элементов такие условия сопровождаются изменением напряжённо-деформированного состояния и отклонением предельных значений прочности и трещиностойкости от статических оценок.

Настоящее исследование направлено на выявление особенностей работы изгибаемых железобетонных элементов в условиях среднескоростных воздействий, уточнение их характеристик по прочности и трещиностойкости, а также на подготовку расчётных положений для применения в инженерной практике при анализе особых режимов нагружения.

Экспериментальное исследование

Для определения влияния скорости нагружения на физико-механические характеристики бетона, имеющие существенное влияние на прочность и трещиностойкость железобетонных конструкций, были изготовлены опытные образцы, представляющие из себя 27 бетонных призм двух классов по прочности. Из бетона В25 были изготовлены 12 образцов и разбиты на 3 серии, каждая из которых включала в себя по 4 экземпляра. Из бетона В45 – 15 образцов, по 3 серии, включающие по 5 экземпляров.

В соответствии с программой экспериментальных исследований каждая серия образцов подвергалась испытанию при заданной скорости нагружения, имитирующей различные условия увеличения нагрузки. Для первой серии была реализована стандартная схема статического нагружения, включающая ступенчатое приложение нагрузки с шагом 10 % от прогнозируемой разрушающей нагрузки. При этом обеспечивалась постоянная скорость нагружения, не превышающая 0,01 МПа/с.

Скоростной режим для второй серии образцов определялся в соответствии с предельными техническими возможностями испытательного пресса и направлялся на создание максимально короткого интервала времени до разрушения. В данных условиях разрушение образцов происходило в пределах 1–3 секунд при скорости нагружения, составляющей 10 МПа/с для бетона класса В25 и 12,5 МПа/с – для В45.

Для получения промежуточных данных, отражающих влияние умеренно ускоренного нагружения, третья серия испытывалась при условиях достижения разрушения в интервале от 8 до 12 секунд. В этом случае скорость нагружения составила 2 МПа/с и 3,5 МПа/с для образцов классов В25 и В45, соответственно (рис. 1). Данный подход позволил количественно оценить влияние интенсивности нагружения на поведение бетона при центральном сжатии.



Рис. 1. Проведение испытаний на прессах «ПММ-125» и «Hydraulic Universal Testing Machine» модели WEW-600 (С.В. Кожуркин)

Fig. 1. Testing on the PMM-125 press and the WEW-600 Hydraulic Universal Testing Machine (S.V. Kourkin)

Обработка экспериментальных данных

Описание результирующих диаграмм для каждой серии образцов, сформированных на основе совокупности эмпирических наблюдений, основывается на критерии «трех сигм». Данный подход предполагает, что практически вся выборка случайной величины, подчиняющейся нормальному закону распределения, располагается в пределах интервала [1, 2]. Корректность использования такого критерия обеспечивается проверкой соответствия выборочных данных нормальному распределению, плотность вероятности которого описывается формулой 1:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}, \quad (1)$$

где μ – математическое ожидание; σ – стандартное отклонение.

Достоверность того, что рассчитанный доверительный интервал содержит истинное математическое ожидание анализируемой статистической совокупности, определяется по зависимостям (2):

$$P(|x - \mu| < \sigma) = 2\Phi\left(\frac{\sigma}{\sigma}\right) \approx 0,6826 (68,3\%)$$

$$P(|x - \mu| < 2\sigma) = 2\Phi\left(\frac{2\sigma}{\sigma}\right) \approx 0,9545 (95,5\%), \quad (2)$$

$$P(|x - \mu| < 3\sigma) = 2\Phi\left(\frac{3\sigma}{\sigma}\right) \approx 0,9973 (99,7\%)$$

где $\Phi(x)$ – функция Лапласа, вычисляемая по формуле 3 или определяемая по табличным значениям:

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{t^2}{2}} dt. \quad (3)$$

Поскольку статистически обоснованным принято считать результат, расположенный в пределах двух среднеквадратических отклонений от математического ожидания, при обработке экспериментальных данных используется доверительный интервал уровня 95 %, что соответствует допустимой вероятности ошибки порядка 5 % [3, 4].

В качестве примера рассматриваем построение и анализ графиков плотности вероятности нормального распределения для относительных деформаций первой серии образцов бетона класса В45 при разном уровне напряжения в сечениях испытываемых призм. Результаты анализа представлены на рис. 2.

Применение отбора экспериментальных данных с использованием 5 %-го квантиля позволило исключить статистически выбивающиеся наблюдения, обеспечив формирование репрезентативных обобщённых зависимостей между напряжениями и деформациями. Итоговые диаграммы напряжённо-деформированного состояния для всех серий образцов представлены на рис. 3.

Результаты корреляционно-регрессионного анализа полученных экспериментальных данных представлены в научных статьях [5, 6].

Аналитическое описание деформативно-прочностных характеристик бетона при различных скоростях нагружения для центрального, неоднородного сжатия и растяжения

Для аналитического представления диаграмм деформирования бетона при центральном сжатии и растяжении, соответствующих различным режимам нагружения, используется дробно-рациональная зависимость, предложенная А.И. Никулиным:

$$\sigma_i = \frac{E_{bn1}\varepsilon_i(1 + D_j\varepsilon_i)}{1 + C_j\varepsilon_i}, \quad (4)$$

где E_{bn1} , D_j и C_j – начальный модуль упругости, а также параметры, характеризующие нелинейность деформирования бетона в условиях центрального нагружения, определяемые экспериментально-теоретическим методом ($j = bn1$ – для эталонных диаграмм деформирования бетона при центральном сжатии; $j = btn1$ – при центральном растяжении); σ_i и ε_i – значения напряжений и деформаций на рассматриваемом этапе нагружения.

Важно подчеркнуть, что используемый в зависимости (4) начальный модуль упругости E_{bn1} не является аналогом экспериментально устанавливаемого нормативного модуля E_{bn} , фактически являющегося секущим модулем деформации бетона.

Определение неизвестных параметров дробно-рациональной зависимости опирается на совокупность допущений, которые могут быть выражены в аналитическом виде (5). Далее по тексту верхний индекс «Э» характеризует параметры, полученные по результатам экспериментального исследования, «А» – аналитически выведенные параметры, «Т» – теоретические параметры, полученные приведением экспериментально-аналитических параметров к общепринятым постулатам.

$$\begin{cases} E_{bn1} = \frac{E_{bn}}{0,7} \left(1 - \frac{0,3R_{bn}^{\text{Э}}}{E_{bn}\varepsilon_{bR}^{\text{Э}}} \left(2 - \frac{R_{bn}^{\text{Э}}}{E_{bn}\varepsilon_{bR}^{\text{Э}}} \right) \right) \\ D_j = -\frac{R_w}{E_{bn1}\varepsilon_m^2} \\ C_j = \frac{E_{bn1}}{R_w} - \frac{2}{\varepsilon_m} \end{cases}, \quad (5)$$

где $R_{bn}^{\text{Э}}$ – экспериментальное предельное сопротивление бетона при осевом сжатии; $R_w = R_{bn}$ – предельное сопротивление бетона сжатию ($R_w = R_{bn}$ – растяжению); $\varepsilon_m = \varepsilon_{bR}$ – предельные деформации для эталонных диаграмм деформирования бетона при центральном сжатии ($\varepsilon_m = \varepsilon_{bR}$ – при растяжении).

Предельная прочность бетона при растяжении R_{btn}^A определяется методом интерполяции:

$$R_{btn}^A = R_{btn}^{\text{Э}-1} + (R_{bn}^{\text{Э}} - R_{bn}^{\text{Э}-1}) \frac{R_{btn}^{\text{Э}+1} - R_{btn}^{\text{Э}-1}}{R_{bn}^{\text{Э}+1} - R_{bn}^{\text{Э}-1}}, \quad (6)$$

где R_{btn}^A – аналитическое значение предельного сопротивления бетона растяжению, соответствующее $R_{bn}^{\text{Э}}$; $R_{bn}^{\text{Э}-1}$ и $R_{bn}^{\text{Э}+1}$ – граничные нормативные сопротивления бетона сжатию, для которых экспериментальное значение является промежуточным; $R_{btn}^{\text{Э}-1}$ и $R_{btn}^{\text{Э}+1}$ – нормативные сопротивления бетона растяжению, соответствующие $R_{bn}^{\text{Э}-1}$ и $R_{bn}^{\text{Э}+1}$.

Величина предельной относительной деформации бетона при растяжении ε_{bR}^A определяется на основании эмпирической зависимости, сформированной по результатам обобщения данных экспериментальных исследований, опубликованных в научной литературе [7, 8]:

$$\varepsilon_{bR}^A = \frac{1}{15} \sqrt[3]{\left(\frac{R_{btn}^A}{E_{bn}} \right)^2}, \quad (7)$$

Следует отметить, что напряжённо-деформированное состояние бетона в изгибаемых элементах заметно отличается от условий, характерных для конструкций, функционирующих в условиях центрального сжатия или растяжения, так как бетон работает одновременно в двух принципиально

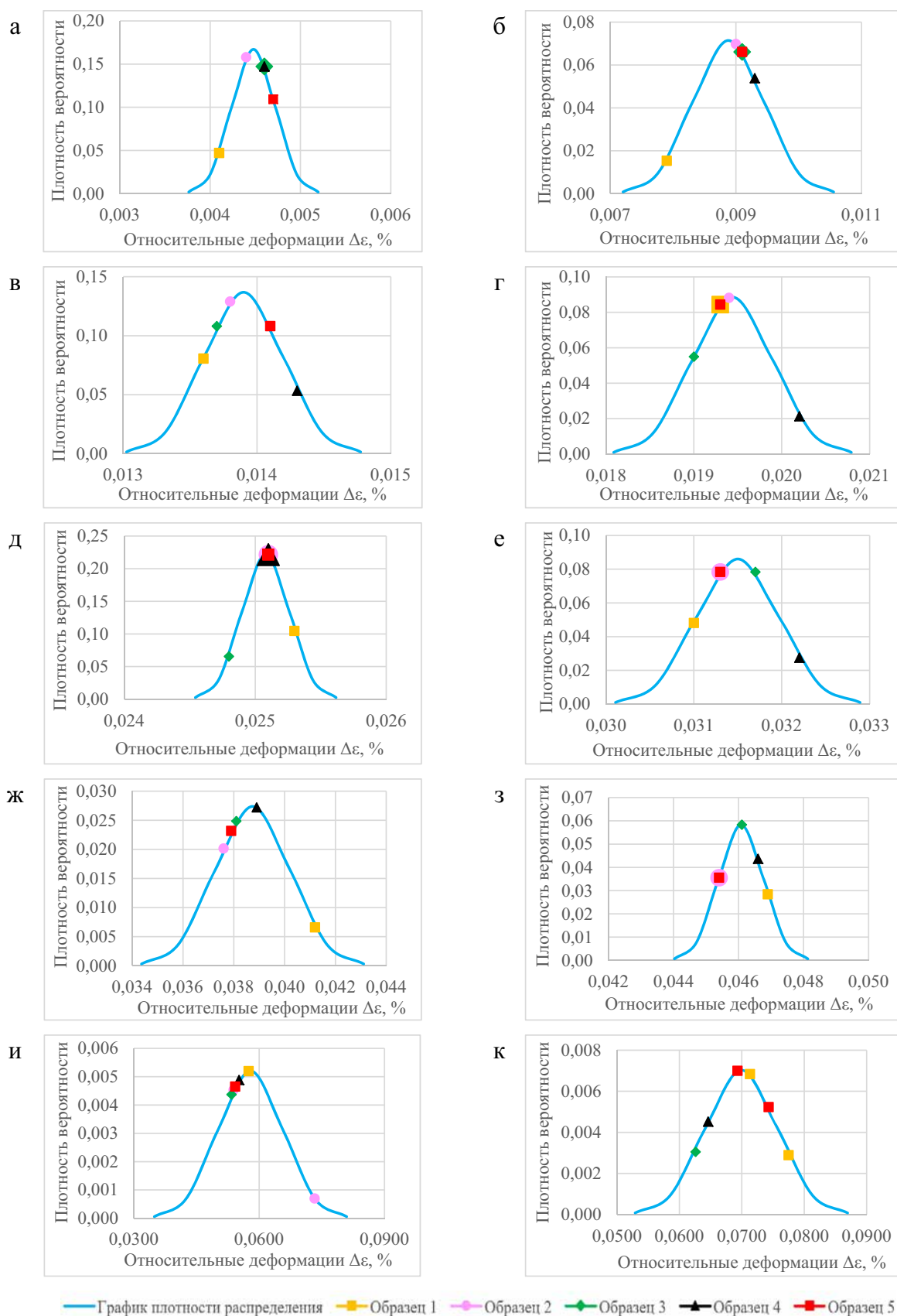


Рис. 2. Графики плотности вероятности нормального распределения при напряжениях: 3000 кПа (а); 6000 кПа (б); 9000 кПа (в); 12000 кПа (г); 15000 кПа (д); 18000 кПа (е); 21000 кПа (ж); 24000 кПа (з); 27000 кПа (и); и 30000 кПа (к)

Fig. 2. Probability density graphs of the normal distribution at stresses of 3000 kPa (a), 6000 kPa (б), 9000 kPa (в), 12000 kPa (г), 15000 kPa (д), 18000 kPa (е), 21000 kPa (ж), 24000 kPa (з), 27000 kPa (и), and 30000 kPa (к)

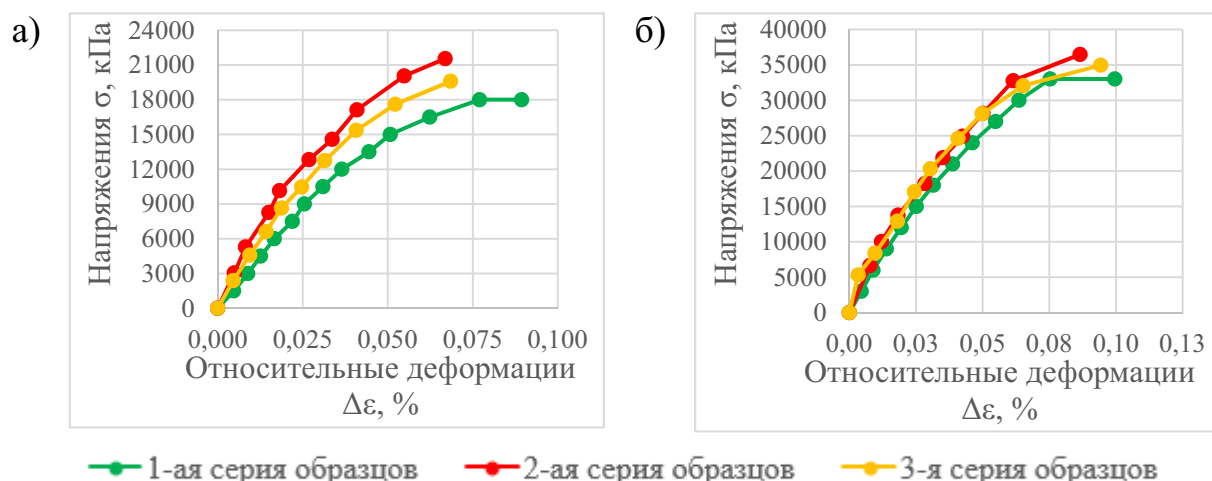


Рис. 3. Результирующие диаграммы образцов бетона: а) В25, б) В45
Fig. 3. Resulting stress-strain diagrams of concrete specimens: а) В25, б) В45

различных зонах – сжатой и растянутой, что формирует неоднородную картину распределения напряжений и деформаций.

Описание поведения бетона при неоднородном сжатии и растяжении, возникающем при различных режимах нагружения, достигается путём трансформирования эталонной диаграммы (4) согласно энергетическому подходу к предельному состоянию с последующим использованием модифицированной дробно-рациональной зависимости [9, 10]:

$$\sigma_i = \frac{E_{bn2}\varepsilon_i(1 + D_g\varepsilon_i)}{1 + C_g\varepsilon_i}, \quad (8)$$

где E_{bn2} , D_g и C_g – начальный модуль упругости, а также параметры, характеризующие нелинейность деформирования бетона в условиях неоднородной работы материала ($g = bn2$ – для эталонных диаграмм деформирования бетона при неоднородном сжатии; $g = btn2$ – при неоднородном растяжении).

Определение искомых параметров дробно-рациональной зависимости для случая неоднородного напряжённого состояния основывается на совокупности принципов, отражающих физические особенности деформирования бетона. Эти положения далее формализуются в виде следующей системы уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} D_g = -\frac{R_w}{E_{bn2}\varepsilon_k^2} \\ C_g = \frac{E_{bn2}}{R_w} - \frac{2}{\varepsilon_k} \\ \int_0^{\varepsilon_{bR}} \sigma_{bn} d\varepsilon = \frac{1}{x_c} \int_0^{x_c} \int_0^{\varepsilon_{bz}} \sigma_{bnz} d\varepsilon dz, \\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_k} = \frac{\int_0^{x_h} \sigma_{wz} z_h dz}{x_h \int_0^{x_h} \sigma_{wz} dz} \end{array} \right. \quad (9)$$

где $\sigma_{wz} = \sigma_{bnz}$ – действующее напряжение сжатия в анализируемом волокне эпюры напряжений ($\sigma_{wz} = \sigma_{bnz}$ –

напряжение растяжения); $\varepsilon_k = \varepsilon_{bu}$ – предельные деформации для эталонных диаграмм деформирования бетона при неоднородном сжатии ($\varepsilon_k = \varepsilon_{btu}$ – при растяжении); $\varepsilon_{wz} = \varepsilon_{bnz}$ – значение относительной деформации, соответствующее текущему состоянию рассматриваемого волокна в эпюре деформаций сжатой зоны бетона ($\varepsilon_{wz} = \varepsilon_{bnz}$ – растянутой зоны бетона); $x_h = x_c$ – высота сжатой зоны изгибаемого железобетонного элемента ($x_h = x_t$ – высота растянутой зоны); $z_h = z_c$ – координата рассматриваемого волокна сжатой зоны, отсчитываемая от нейтральной оси сечения ($z_h = z_t$ – волокна растянутой зоны).

Исходя из общих положений механики разрушения бетона, можно считать, что энергетический критерий разрушения, введённый Бондаренко В.М. [11] и развитый в последующих исследованиях Меркулова С.И. [12], применим и для оценки прочности материала при различных скоростных режимах:

$$W_{ст} = W_{ск} = const, \quad (10)$$

где $W_{ст}$ – удельная энергия деформирования в фибровом волокне сечения при статическом нагружении; $W_{ск}$ – то же при скоростном нагружении.

Аналитическое отображение энергетического критерия в отношении образцов 1-й, 2-й и 3-й серий бетонов класса В25 и В45 будет иметь вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \int_0^{\varepsilon_{bR}^1} \sigma_i d\varepsilon_b^1 = \int_0^{\varepsilon_{bR}^{d3}} \sigma_i d\varepsilon_b^{d3} \\ \int_0^{\varepsilon_{bR}^{d3}} \sigma_i d\varepsilon_b^{d3} = \int_0^{\varepsilon_{bR}^{d2}} \sigma_i d\varepsilon_b^{d2} \end{array} \right., \quad (11)$$

где σ_i и ε_b^i – напряжение и относительная деформация в рассматриваемой точке эпюры напряжения при сжатии; R_{bn}^1 и ε_{bR}^1 – аналитические значения предельного сопротивления бетона и предельных относительных деформаций для образцов 1-й серии; R_{bn}^{d2} и ε_{bR}^{d2} – то же для образцов 2-й серии; R_{bn}^{d3} и ε_{bR}^{d3} – то же для образцов 3-й серии.

Поскольку экспериментальные и теоретические зависимости демонстрируют расхождения в пре-

дельных деформациях, выполняется итерационное уточнение теоретических параметров дробно-рациональной функции (4), обеспечивающих выполнение постулата об инвариантности удельной энергии.

Предельные деформации для центрального растяжения определяются аналогично, с заменой индексов у параметров сжатия на растяжение.

Полученные результаты представлены на рис. 4 и в таблицах 1 и 2:

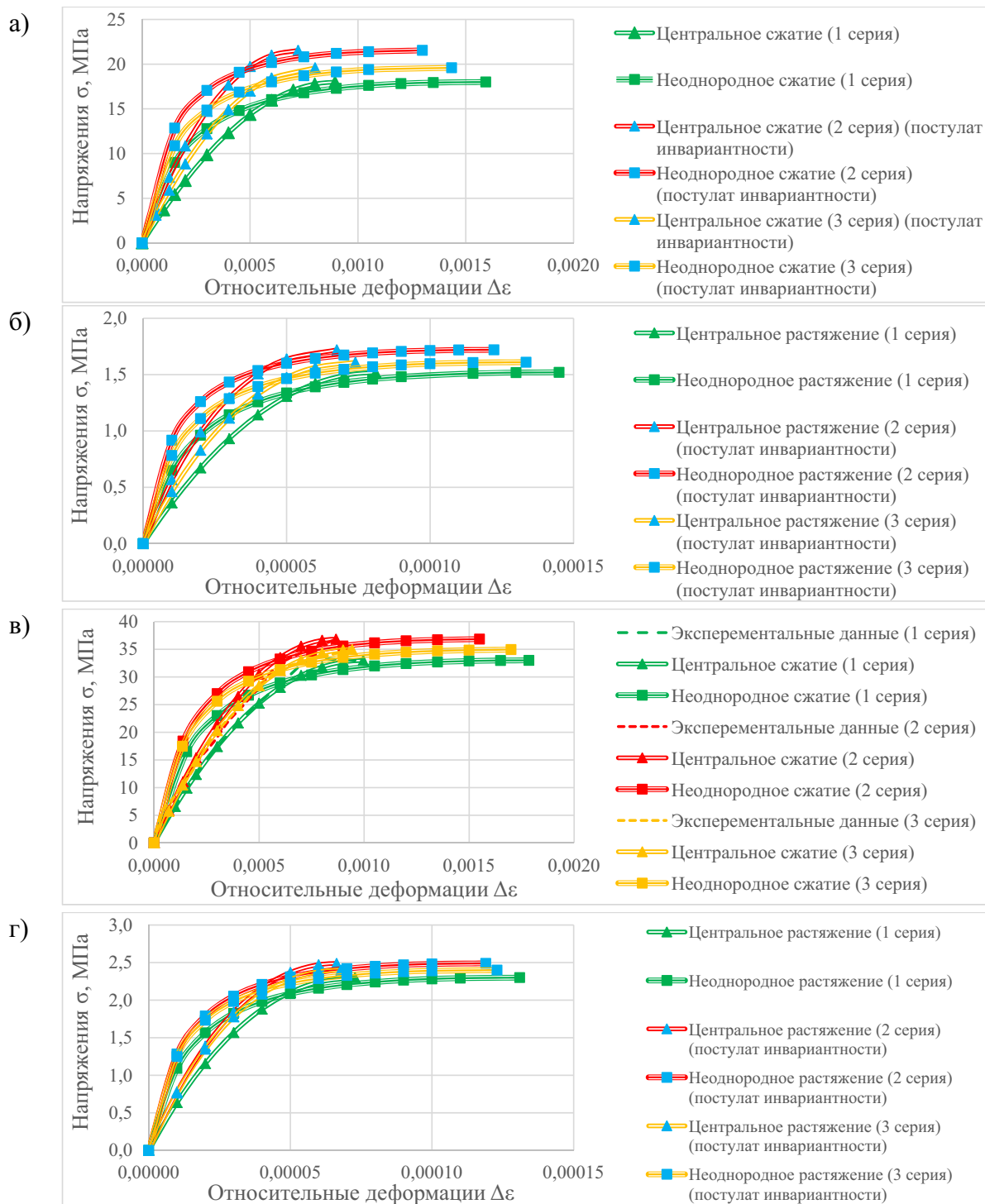


Рис. 4. Диаграммы напряжённо-деформированного состояния бетона:

а) В25 при центральном и неоднородном сжатии; б) то же при растяжении;

в) В45 при центральном и неоднородном сжатии; г) то же при растяжении

Fig. 4. Stress-strain diagrams of concrete:

а) B25 under centrally applied and non-uniform compression; б) the same under tension;

в) B45 under centrally applied and non-uniform compression; г) the same under tension

Таблица 1

Сравнительный анализ параметров диаграмм работы бетона В25 при различных режимах нагружения

Table 1

Comparative analysis of the parameters of B25 concrete stress–strain diagrams under different loading regimes

Параметры дробно-рациональной функции	Серия образцов				
	1-ая	2-ая	$\Delta_2 = \frac{X_2}{X_1}, \%$	3-я	$\Delta_3 = \frac{X_3}{X_1}, \%$
$R_{bn}^1, R_{bn}^{d2}, R_{bn}^{d3}$, МПа	18,00	21,54	↑ 19,67	19,59	8,83
$R_{btn}^1, R_{btn}^{d2}, R_{btn}^{d3}$, МПа	1,52	1,72	↑ 13,16	1,61	5,92
$E_{bn1}^1, E_{bn1}^{d2}, E_{bn1}^{d3}$, МПа	38811,11	65400,19	↑ 68,51	51344,74	32,29
$\varepsilon_{bR}^1, \varepsilon_{bR}^{d2}, \varepsilon_{bR}^{d3}$	0,000894	0,000723	↓ 19,13	0,000801	10,40
$\varepsilon_{btR}^1, \varepsilon_{btR}^{d2}, \varepsilon_{btR}^{d3}$	0,0000811	0,0000675	↓ 16,71	0,0000740	8,75
$E_{bn2}^1, E_{bn2}^{d2}, E_{bn2}^{d3}$, МПа	98825,20	166960,2	↑ 68,95	130975,10	32,53
$\varepsilon_{bu}^1, \varepsilon_{bu}^{d2}, \varepsilon_{bu}^{d3}$	0,001593	0,001299	↓ 18,46	0,001435	9,92
$\varepsilon_{btu}^1, \varepsilon_{btu}^{d2}, \varepsilon_{btu}^{d3}$	0,000145	0,000122	↓ 15,86	0,000133	8,28

где X_1, X_2, X_3 – рассматриваемые параметры 1-й, 2-й и 3-й серии образцов.

Таблица 2

Сравнительный анализ параметров диаграмм работы бетона В45 при различных режимах нагружения

Table 2

Comparative analysis of the parameters of B45 concrete stress–strain diagrams under different loading regimes

Параметры дробно-рациональной функции	Серия образцов				
	1-ая	2-ая	$\Delta = \frac{X_2}{X_1}, \%$	3-я	$\Delta = \frac{X_3}{X_1}, \%$
$R_{bn}^1, R_{bn}^{d2}, R_{bn}^{d3}$, МПа	33,00	36,84	↑ 11,64	34,95	5,91
$R_{btn}^1, R_{btn}^{d2}, R_{btn}^{d3}$, МПа	2,30	2,49	↑ 8,26	2,40	4,35
$E_{bn1}^1, E_{bn1}^{d2}, E_{bn1}^{d3}$, МПа	69941,25	87829,99	↑ 25,58	86747,65	24,03
$\varepsilon_{bR}^1, \varepsilon_{bR}^{d2}, \varepsilon_{bR}^{d3}$	0,000996	0,000866	↓ 13,05	0,000943	5,32
$\varepsilon_{btR}^1, \varepsilon_{btR}^{d2}, \varepsilon_{btR}^{d3}$	0,00007285	0,00006635	↓ 8,92	0,0000678	6,93
$E_{bn2}^1, E_{bn2}^{d2}, E_{bn2}^{d3}$, МПа	178449,90	224089,90	↑ 25,58	221248,70	23,98
$\varepsilon_{bu}^1, \varepsilon_{bu}^{d2}, \varepsilon_{bu}^{d3}$	0,001785	0,001550	↓ 13,17	0,001700	4,76
$\varepsilon_{btu}^1, \varepsilon_{btu}^{d2}, \varepsilon_{btu}^{d3}$	0,000131	0,000119	↓ 9,16	0,000123	6,10

где X_1, X_2, X_3 – рассматриваемые параметры 1-й, 2-й и 3-й серии образцов.

Анализ действующих нормативных документов [13, 14, 15, 16] свидетельствует о том, что при рассмотрении динамического упрочнения арматурных стержней соответствующие поправочные коэффициенты принимаются равными единице, то есть фактически не корректируют её прочностные и деформационные характеристики при режимах нагружения, отличных от статического. Основываясь на этом, расчёт изги-

баемых железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели выполняется с применением диаграмм деформирования арматуры, соответствующих её работе при статическом нагружении.

При использовании арматуры с выраженной физической площадкой текучести её работа на участках упругих деформаций, площадке текучести и самоупрочнения описывается следующей системой уравнений [17]:

$$\begin{cases} \text{Участок 1 } (0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{el}): \sigma_s = E_s \varepsilon_s \\ \text{Участок 2 } (\varepsilon_{el} < \varepsilon_s < \varepsilon_{yf}): \sigma_s = \sigma_{el} + \frac{E_{sn}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})[1 + D_{s1}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})]}{1 + C_{s1}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})} \\ \text{Участок 3 } (\varepsilon_{yf} < \varepsilon_s < \varepsilon_u): \sigma_s = \sigma_{yf} + \frac{E_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_{yf})[1 + D_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_{yf})]}{1 + C_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_{yf})} \end{cases}, \quad (12)$$

где σ_s – напряжение в арматуре на рассматриваемой точке участка диаграммы; σ_{el} – напряжения, соответствующие пределу пропорциональности; σ_{yf} – напряжения, соответствующие пределу текучести; E_s – модуль упругости арматуры на участке пропорциональности; E_{sn} – модуль упругости арматуры в начальной точке участка условной текучести; E_{s2} – модуль упругости арматуры в начальной точке участка самоупрочнения; ε_s – относительные деформации арматуры в рассматриваемой точке участка диаграммы; ε_{el} – относительные деформации арматуры, соответствующие пределу пропорциональности; ε_{yf} – относительные деформации, характеризующие окончание площадки текучести; ε_u – предельная относительная деформация арматуры, соответствующая временному сопротивлению; C_{s1} , D_{s1} , C_{s2} , D_{s2} – параметры, характеризующие нелинейность работы арматуры на участках текучести и самоупрочнения.

Определение неизвестных параметров системы уравнений (12) основывается на ряде гипотез, численно представленных в следующем виде:

$$\left\{ \begin{aligned} E_{s2} &= \frac{\sigma_{yf}}{\varepsilon_{yf}} \left(1 - \frac{\sigma_{yf}}{\sigma_u} \right) \left\{ \frac{\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{yf}} + 1}{\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{yf}} - 1} - \frac{\frac{\sigma_u}{\sigma_{yf}} - 1}{\left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{yf}} - 1 \right)^2} \right\} \\ C_{s1} &= \frac{E_{sn}}{\sigma_{yf} - \sigma_{el}} - \frac{2}{\varepsilon_{yf} - \varepsilon_{el}} \\ D_{s1} &= \frac{\sigma_{yf} - \sigma_{el}}{E_{sn}(\varepsilon_{yf} - \varepsilon_{el})^2} \\ D_{s2} &= - \frac{\sigma_u - \sigma_{yf}}{E_{s2}(\varepsilon_u - \varepsilon_{yf})^2} \\ C_{s2} &= \frac{E_{s2}}{\sigma_u - \sigma_{yf}} - \frac{2}{\varepsilon_u - \varepsilon_{yf}} \end{aligned} \right. , \quad (13)$$

Численные значения напряжений и деформаций в характерных точках диаграммы растяжения арматурной стали принимаются на основе данных, опубликованных в научных исследованиях [18, 19, 20, 21], включающих экспериментально-аналитическую оценку её поведения. Итоговая зависимость, описывающая работу арматуры класса A500C при растяжении, приведена на рис. 5.

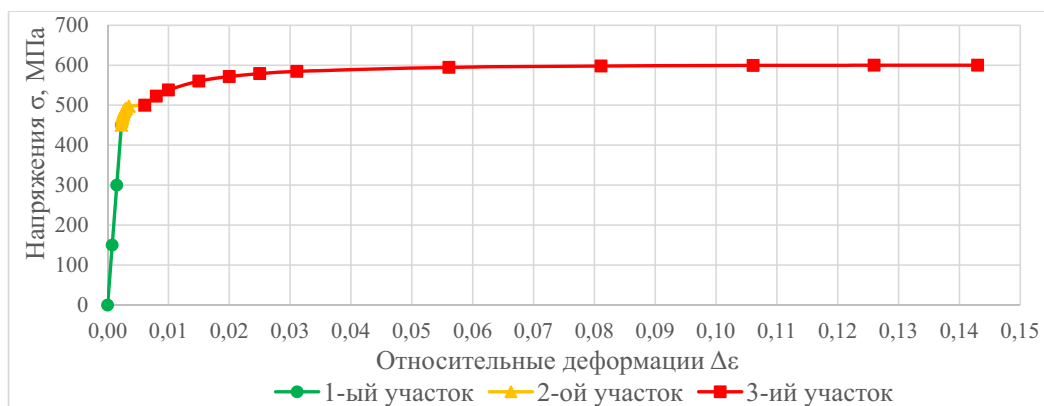


Рис. 5. Диаграмма растяжения арматурной стали класса A500C
Fig. 5. Tensile stress-strain diagram of A500C reinforcing steel

Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных конструкций при различных скоростях нагружения

В дальнейшем в качестве анализируемого объекта используется условный участок плиты перекрытия

шириной b и толщиной h , функционирующий в условиях одноосного напряжённого состояния. Модель, описывающая работу такого элемента в момент достижения им предельного состояния, приведена на рис. 6:

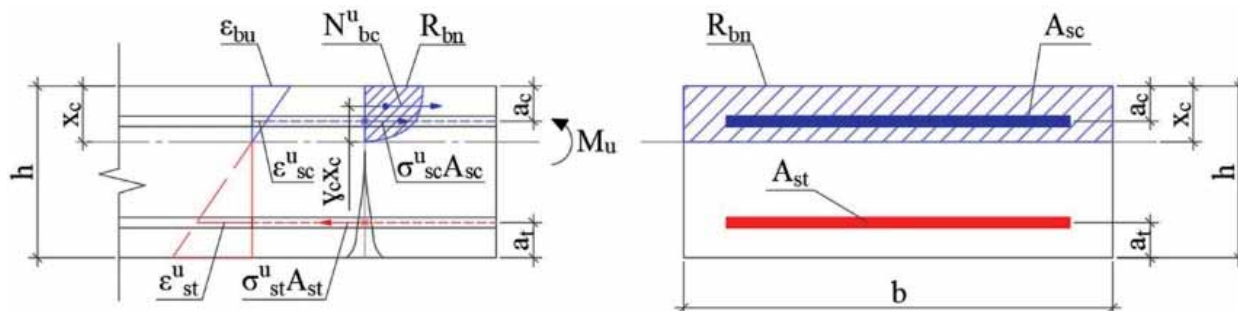


Рис. 6. Схема распределения внутренних усилий, напряжений и деформаций в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента при достижении им предельного состояния по прочности

Fig. 6. Diagram of the distribution of internal forces, stresses, and strains in the normal section of a flexural reinforced concrete element when it reaches the ultimate strength limit state

Предельный изгибающий момент (M_u) и положение нейтральной оси (x_c) по высоте его поперечного

сечения (h) определяются из системы уравнений равновесия:

$$\begin{cases} bx_c \omega_c R_{bn} + \sigma_{sc}^u A_{sc} - \sigma_{st}^u A_{st} = 0 \\ M_u = bx_c^2 \omega_c \gamma_c R_{bn} + \sigma_{sc}^u A_{sc} (x_c - a_c) + \sigma_{st}^u A_{st} (h - x_c - a_t) \end{cases} \quad (14)$$

где R_{bn} – предельная прочность бетона при сжатии, принимаемая в зависимости от анализируемого режима нагружения ($R_{btn}^1, R_{btn}^{d2}, R_{btn}^{d3}$); A_{st}, A_{sc} – приведенная площадь растянутой и сжатой арматуры; a_t, a_c – расстояния до центров тяжести растянутой и сжатой арматуры от нижней и верхней граней поперечного сечения; $\sigma_{st}^u, \sigma_{sc}^u$ – напряжения в растянутой и сжатой арматуре на этапе истощения прочности; ω_c, γ_c – интегральные геометрические

характеристики эпюры напряжений в сжатой зоне бетона, соответствующие рассматриваемой серии образцов.

Анализ параметров ω_c и γ_c , отвечающих за геометрическую полноту и положение центра тяжести эпюры напряжений в зоне сжатия бетона для изгибаемого элемента прямоугольного очертания, выполняется с опорой на расчётную геометрическую модель, схематично представленную на рис. 7.

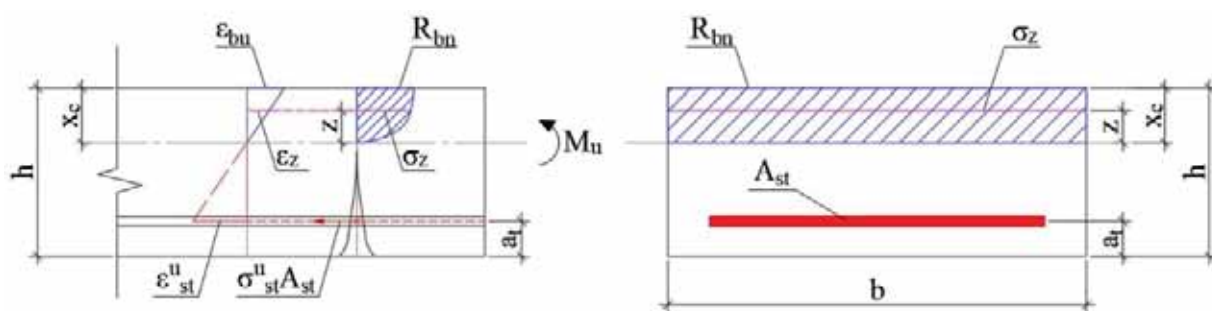


Рис. 7. Расчётная схема для определения интегральных геометрических характеристик эпюры напряжений в сжатой зоне бетона ($\gamma_c; \omega_c$) изгибаемого железобетонного элемента

Fig. 7. Computational scheme for determining the integral geometric characteristics of the stress diagram in the compressed concrete zone ($\gamma_c; \omega_c$) of a flexural reinforced concrete element

Величина коэффициента полноты эпюры напряжений в сжатой зоне изгибаемого элемента определяется на основе интегрального выражения:

$$\omega_c = \frac{V_{\sigma z}}{V_{Rbn}} = \frac{\int_0^{x_c} A_z dz}{R_{bn} b x_c} = \frac{\int_0^{x_c} \sigma_z b dz}{R_{bn} b x_c} = \frac{\int_0^{x_c} \sigma_z dz}{R_{bn} x_c}, \quad (15)$$

где $V_{\sigma z}$ – объем нелинейной эпюры напряжений, формируемой в сжатой зоне бетона, высотой x_c ; V_{Rbn} – объем постоянной по величине ($\sigma_z = R_{bn}$) эпюры напряжений, формируемой в сжатой зоне бетона, высотой x_c ; A_z – площадь нелинейной эпюры напряжений, формируемой в сжатой зоне бетона, и характеризуемая произведением площади дробно-рациональной функции (8) с граничными условиями ($R_{bn}; \epsilon_{bu}$) на ширину рассматриваемого участка.

Относительная деформация ϵ_z , соответствующая ординате нелинейной эпюры напряжений σ_z , расположенной на расстоянии z от нейтральной оси, вычисляется на основании условия совместности деформаций, следующего из гипотезы плоских сечений:

$$\frac{\epsilon_z}{\epsilon_{bu}} = \frac{z}{x_c}, \quad (16)$$

Дробно-рациональная функция (8), с учетом принятого соотношения, для определения ординаты σ_z , имеет вид:

$$\sigma_z = \frac{E_{bn2} \epsilon_{bu} \frac{z}{x_c} \left(1 + D_{bn2} \epsilon_{bu} \frac{z}{x_c} \right)}{1 + C_{bn2} \epsilon_{bu} \frac{z}{x_c}}, \quad (17)$$

Относительное положение центра тяжести эпюры напряжений γ_c определяется через вычисление её статического момента относительно нейтральной оси:

$$\gamma_c x_c = \frac{\int_0^{x_c} A_z z dz}{\int_0^{x_c} A_z dz} = \frac{\int_0^{x_c} \sigma_z z dz}{\int_0^{x_c} \sigma_z dz}, \quad (18)$$

Совместность деформаций бетона и арматуры по высоте поперечного сечения изгибаемого элемента обеспечивается соотношениями (19) и (20), описывающими их взаимосвязь:

$$\frac{\epsilon_{sc}^u}{\epsilon_{bu}} = 1 - \frac{a_c}{x_c}, \quad (19)$$

где ϵ_{sc}^u – относительные деформации сжатой арматуры на этапе истощения несущей способности.

$$\frac{\epsilon_{st}^u}{\epsilon_{bu}} = \frac{h - a_t}{x_c} - 1, \quad (20)$$

где ϵ_{st}^u – относительные деформации растянутой арматуры на этапе истощения несущей способности.

Напряжения в сжатой и растянутой арматуре вычисляются по универсальной системе кусочных функций (12). Ниже данные функции представлены в обобщенной форме:

$$\sigma_{sc} = f_{sc}(\epsilon_{sc}), \quad (21)$$

$$\sigma_{st} = f_{st}(\epsilon_{st}). \quad (22)$$

Таким образом сформирована система разрешающих уравнений, решение которой осуществляется итерационным методом. Эта система составляет теоретическую основу расчётной процедуры для определения положения нейтральной оси (x_c) и предельного изгибающего момента (M_u) в железобетонных элементах при статическом и среднескоростном нагружении, что обеспечено её построением без использования эмпирических зависимостей.

Дальнейшие результаты расчёта представлены для фрагмента плиты перекрытия шириной 1 м и толщиной 0,20 м, армированного стержнями класса А500С. Расстояния от фибрового волокна бетона до центра

тяжести арматуры: 35 мм – для сжатой, 45 мм – для растянутой. В качестве исходных зависимостей использованы экспериментально-теоретические диаграммы бетона В25 и В45, испытанного при различных режимах нагружения. Для элементов из бетона В25 применено верхнее и нижнее фоновое армирование Ø12s200 ($A_{sc} = 5,65 \text{ см}^2$), растянутая зона дополнительно армирована Ø16s200 ($A_{st} = 13,69 \text{ см}^2$). Для элементов из В45 аналогичное верхнее и нижнее фоновое армирование Ø12s200 ($A_{sc} = 5,65 \text{ см}^2$), при дополнительном армировании растянутой зоны Ø25s200 ($A_{st} = 25,29 \text{ см}^2$). Результаты расчетов представлены в таблице 3, а соответствующие диаграммы НДС на рис. 8–10.

Таблица 3

Параметры системы разрешающих уравнений на этапе исчерпания несущей способности

Table 3

Parameters of the system of governing equations at the stage of load-bearing capacity exhaustion

Параметры	Бетон В25			Бетон В45		
	1-я серия	2-я серия	3-я серия	1-я серия	2-я серия	3-я серия
M_u , кНм	92,451	94,546	93,401	170,819	173,200	172,198
x_c , см	4,30	3,69	4,01	4,37	3,98	4,12
R_{bn} , МПа	18,00	21,54	19,59	33,00	36,84	34,95
ε_{bu}	0,001593	0,001299	0,001435	0,001785	0,001550	0,001700
ω_c	0,8442	0,8562	0,8526	0,8526	0,8507	0,8616
γ_c	0,5611	0,5566	0,5579	0,5579	0,5586	0,5546
σ_{st}^u , МПа	498,30	498,30	498,20	499,10	499,00	499,30
σ_{sc}^u , МПа	59,40	13,50	36,50	70,80	37,70	51,40
ε_{st}^u	0,004148	0,004154	0,004114	0,004552	0,004481	0,004691
ε_{sc}^u	0,000297	0,000068	0,000182	0,000354	0,000188	0,000257

Расчет в сертифицированном программном комплексе учитывает высоту растянутой зоны, но так как ее высота составляет менее 4 мм до нейтральной оси,

то при ручном расчете ей можно пренебречь за счет отсутствия существенного вклада в несущую способность элемента.

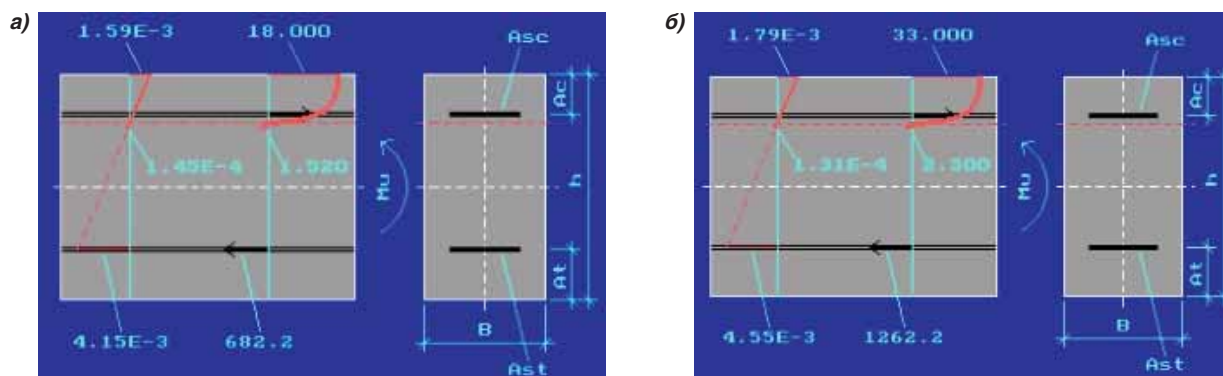


Рис. 8. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 1-й серии на этапе, непосредственно предшествующем исчерпанию его несущей способности:

а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 8. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the first-series specimens at the stage immediately preceding the exhaustion of its load-bearing capacity: а) В25 concrete; б) В45 concrete

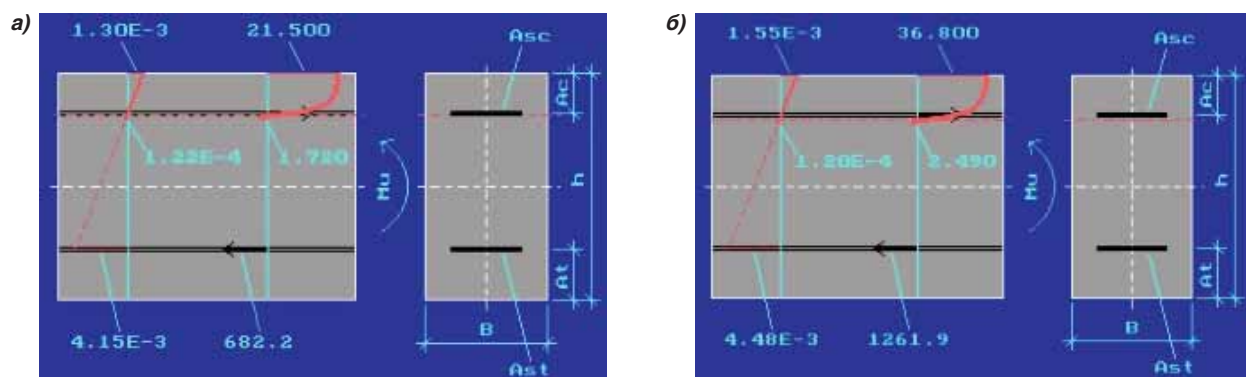


Рис. 9. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 2-й серии на этапе, непосредственно предшествующем исчерпанию его несущей способности: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 9. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the second-series specimens at the stage immediately preceding the exhaustion of its load-bearing capacity: а) B25 concrete; б) B45 concrete

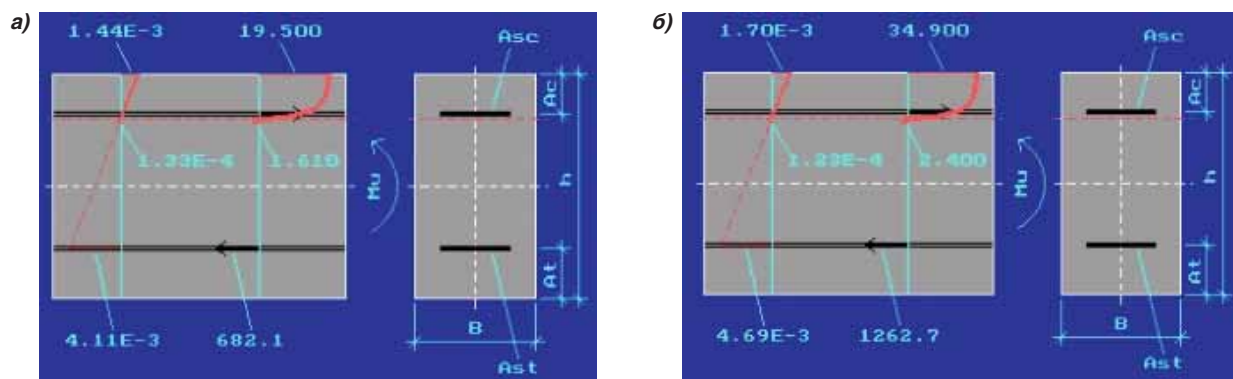


Рис. 10. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 3-й серии на этапе, непосредственно предшествующем исчерпанию его несущей способности: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 10. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the third-series specimens at the stage immediately preceding the exhaustion of its load-bearing capacity: а) B25 concrete; б) B45 concrete

После прочностного расчета рассматривается методика оценки трещиностойкости. Расчёт, аналогично определению прочности, выполняется на основе диаграмм деформирования бетона (8) и арматуры

(12) с использованием гипотезы плоских сечений и системы уравнений равновесия. Расчётная схема, описывающая стадию, предшествующую образованию первой трещины, приведена на рис. 11.

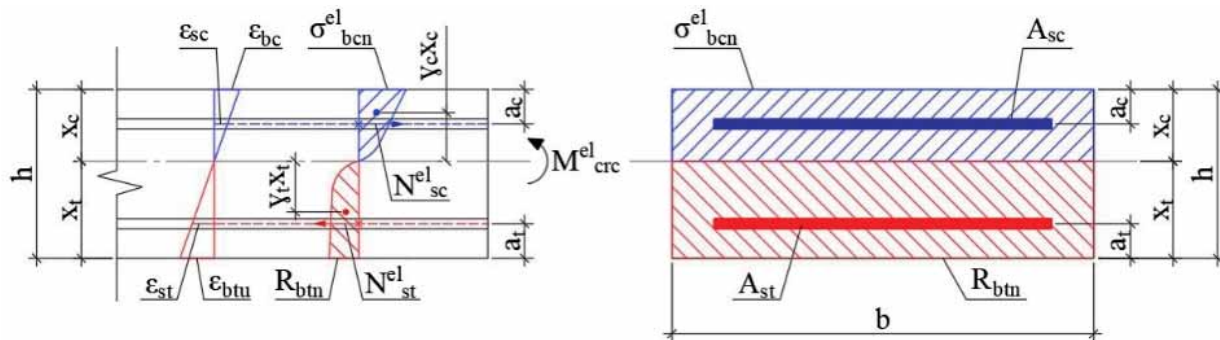


Рис. 11. Схема распределения внутренних усилий, напряжений и деформаций в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента на этапе, предшествующем образованию первой трещины

Fig. 11. Diagram of the distribution of internal forces, stresses, and strains in the normal section of a flexural reinforced concrete element at the stage preceding the formation of the first crack

С учётом работы растянутой зоны бетона до момента образования первой трещины система уравнений равновесия принимает следующий вид:

$$\begin{cases} bx_c \omega_c \sigma_{bcn}^{el} + \sigma_{sc}^{el} A_{sc} - bx_t \omega_t R_{btu} - \sigma_{st}^{el} A_{st} = 0 \\ M_{crc}^{el} = bx_c^2 \omega_c \gamma_c \sigma_{bcn}^{el} + \sigma_{sc}^{el} A_{sc} (x_c - a_c) + \\ + bx_t^2 \omega_t \gamma_t R_{btu} + \sigma_{st}^{el} A_{st} (x_t - a_t) \end{cases} \quad (23)$$

M_{cr}^{el} – изгибающий момент, предшествующий образованию первой трещины; σ_{bcn}^{el} – напряжение в фибровом волокне сжатой зоны изгибаемого элемента, соответствующее достижению предельной прочности бетона в фибровом волокне растянутой зоны, определяемое по принятой функции (8), в зависимости от рассматриваемого режима нагружения ($[\sigma_{bcn}^1; R_{btln}^1]; [\sigma_{bcn}^{d2}; R_{btln}^{d2}]; [\sigma_{bcn}^{d3}; R_{btln}^{d3}]$); x_t – высота растянутой зоны бетона; $\sigma_{st}^{el}, \sigma_{sc}^{el}$ – напряжения в растянутой и сжатой арматуре на этапе трещинообразования; ω_t, γ_t – интегральные геометрические характеристики эпюры напряжений в растянутой зоне бетона, соответствующие рассматриваемой серии образцов.

Вычисление интегральных геометрических характеристик ($\omega_c, \omega_t, \gamma_c, \gamma_t$) на стадии трещинообразования выполняется на основе интегральных зависимостей (15) и (18).

Относительные деформации сжатой (ε_z) и растянутой (ε_{zt}) зон, соответствующие ординатам нелинейных эпюр напряжений (σ_z) и (σ_{zt}), расположенных на расстояниях z и zt от нейтральной оси, определяются из условий совместности деформаций (24 ... 27), основанных на допущении о справедливости гипотезы плоских сечений:

$$\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{bc}} = \frac{z}{x_c}, \quad (24)$$

$$\frac{\varepsilon_{zt}}{\varepsilon_{btu}} = \frac{zt}{x_t}, \quad (25)$$

$$\frac{\varepsilon_{btu}}{x_t} = \frac{\varepsilon_{bc}}{x_c}, \quad (26)$$

$$x_t = h - x_c, \quad (27)$$

где ε_{bc} – относительная деформация, соответствующая возникающему в сжатой зоне напряжению (σ_{bcn}^{el}) на этапе, предшествующем образованию первой трещины ($\sigma_{zt} = R_{btln}$).

С учётом принятых условий деформирования дробно-рациональная функция (8) для сжатой и растянутой зон приобретает следующие формы:

$$\sigma_z = \frac{E_{bn2} \varepsilon_{bc} \frac{z}{x_c} \left(1 + D_{bn2} \varepsilon_{bc} \frac{z}{x_c} \right)}{1 + C_{bn2} \varepsilon_{bc} \frac{z}{x_c}}, \quad (28)$$

$$\sigma_{zt} = \frac{E_{btn2} \varepsilon_{btu} \frac{zt}{x_t} \left(1 + D_{btn2} \varepsilon_{btu} \frac{zt}{x_t} \right)}{1 + C_{btn2} \varepsilon_{btu} \frac{zt}{x_t}}, \quad (29)$$

Условия совместности деформаций бетона и арматуры по высоте сечения изгибаемого элемента определяются следующими зависимостями:

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{bc}} = 1 - \frac{a_c}{x_c}, \quad (30)$$

$$\frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{btu}} = 1 - \frac{a_t}{x_t}, \quad (31)$$

где $\varepsilon_{sc}, \varepsilon_{st}$ – относительные деформации сжатой и растянутой арматуры на этапе, предшествующем образованию первой трещины.

Напряжения в сжатой и растянутой арматуре на стадии трещинообразования определяются по ранее приведённым обобщённым зависимостям (21) и (22).

Таким образом сформирована система разрешающих уравнений, численное решение которой выполняется итерационным методом с учётом нелинейности входящих зависимостей. Эта система формирует основу расчётного подхода для определения напряжённо-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента на стадии трещинообразования при статическом и среднескоростном нагружении, что обеспечивается её построением без использования эмпирических зависимостей. Результаты расчёта ранее описанного участка плиты перекрытия на стадии трещинообразования приведены в таблице 4, а диаграммы НДС на рис. 12–14.

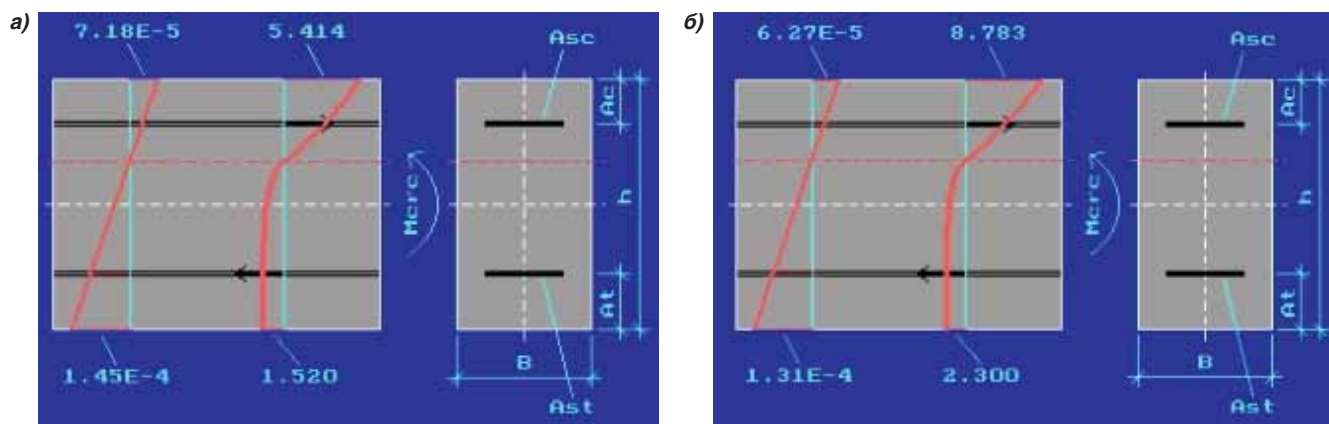


Рис. 12. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 1-й серии на этапе, непосредственно предшествующем образованию первой трещины:

а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 12. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the first-series specimens at the stage immediately preceding the formation of the first crack: а) B25 concrete; б) B45 concrete

Таблица 4

Параметры системы разрешающих уравнений на этапе трещинообразования

Table 4

Parameters of the system of governing equations at the crack formation stage

Параметры	Бетон В25			Бетон В45		
	1-я серия	2-я серия	3-я серия	1-я серия	2-я серия	3-я серия
M_{cr}^{el} , кНм	23,823	27,099	25,394	37,138	39,769	38,869
x_c , см	6,62	6,14	6,34	6,48	6,31	6,26
x_t , см	13,377	13,859	13,661	13,523	13,689	13,744
σ_{bcn}^{el} , МПа	5,41	6,74	6,07	8,78	9,73	9,55
R_{btn} , МПа	1,52	1,72	1,61	2,30	2,49	2,40
ε_{bc}	0,000072	0,000054	0,000062	0,000063	0,000055	0,000056
ε_{btu}	0,0001450	0,000122	0,000133	0,000131	0,000119	0,000123
ω_c	0,5451	0,5491	0,5482	0,5403	0,5397	0,5427
ω_t	0,8506	0,8690	0,8621	0,8567	0,8614	0,8652
γ_c	0,6518	0,06505	0,6508	0,6534	0,6535	0,6526
γ_t	0,5587	0,5518	0,5544	0,5564	0,5546	0,5532
σ_{st}^{el} , МПа	19,20	16,50	17,90	17,50	16,00	16,50
σ_{sc}^{el} , МПа	6,80	4,70	5,50	5,80	4,90	4,90
ε_{st}	0,000096	0,000083	0,000089	0,000087	0,000080	0,000082
ε_{sc}	0,000034	0,000023	0,000028	0,000029	0,000025	0,000025

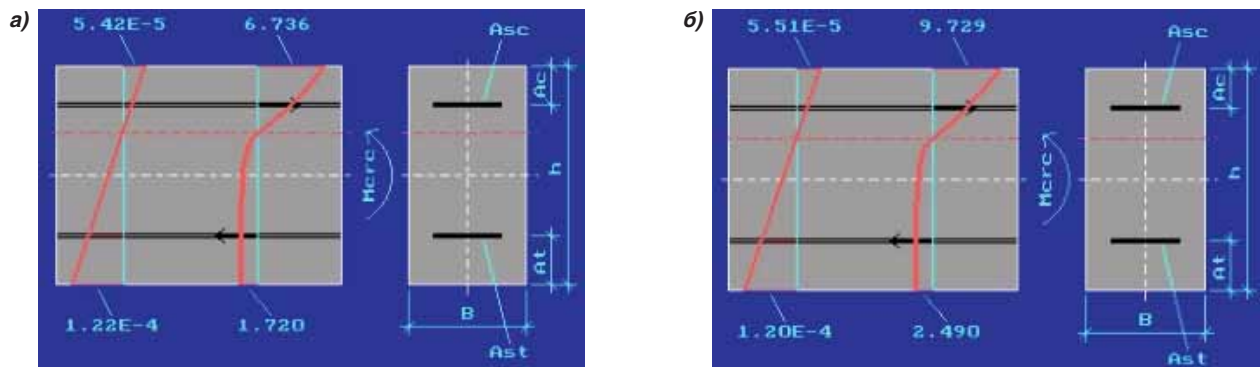


Рис. 13. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 2-й серии на этапе, непосредственно предшествующем образованию первой трещины: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 13. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the second-series specimens at the stage immediately preceding the formation of the first crack: а) B25 concrete; б) B45 concrete

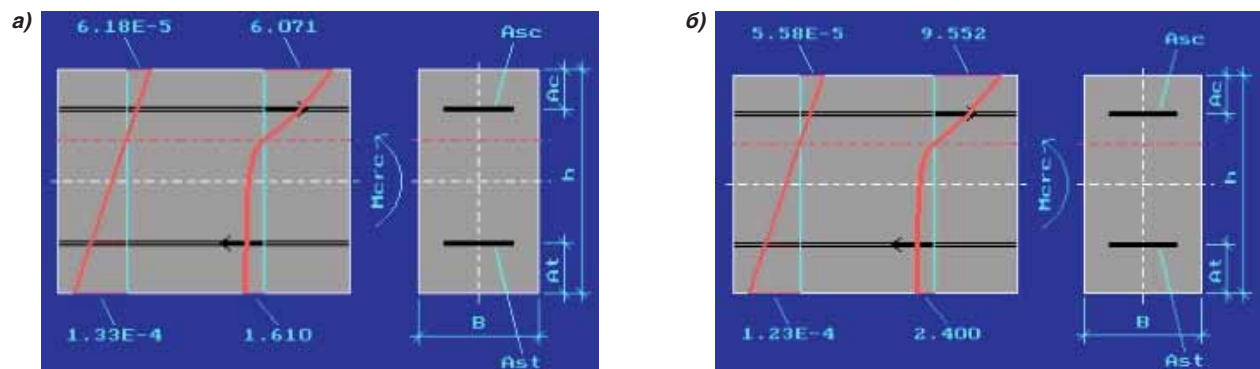


Рис. 14. Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента на основании диаграмм деформирования образцов 3-й серии на этапе, непосредственно предшествующем образованию первой трещины: а) бетона В25; б) бетона В45

Fig. 14. Stress-strain state of a flexural reinforced concrete element based on the deformation diagrams of the third-series specimens at the stage immediately preceding the formation of the first crack: а) B25 concrete; б) B45 concrete

Выводы

Анализ влияния скорости нагружения выявил, что повышение скорости приложения нагрузки приводит к увеличению предельной прочности и снижению относительных деформаций бетона. Для бетона класса В25 прочность на сжатие возрастает на 9–20 %, на растяжение: на 6–13 %, при этом предельные деформации сжатия снижаются на 10–19 %, а растяжения – на 8–17 %. Для бетона класса В45 наблюдается рост прочности на сжатие в пределах 6–12 %, на растяжение: 4–8 %, а предельные деформации сжатия и растяжения уменьшаются на 5–13 % и 6–9 % соответственно.

Расчёт прочности изгибаемых железобетонных конструкций показал, что значение предельного изгибающего момента M_u , который может быть принят поперечным сечением элемента, увеличивается: для бетона В25 на 1–2,3 %, для В45: на 0,9–1,4 %. При этом нейтральная ось смещается вверх по сечению, что выражается в уменьшении высоты сжатой зоны: для В25 на 7–16,5 %, для В45: на 6–9,8 %.

Исследование трещиностойкости выявило рост момента образования первой трещины M_{cr} при ускоренном нагружении: для бетона В25 на 6,6–13,8 %, для В45 – на 4,7–7,1 %. Это объясняется увеличением предельного сопротивления бетона растяжению и более равномерным распределением напряжений между растянутой и сжатой зонами сечения. В результате наблюдается увеличение трещиностойкости и замедление развития дефектов.

Список литературы

- Тюрин Ю.Н., Макаров А.А. Анализ данных на компьютере: учебное пособие / Под ред. В.Э. Фигурнова. 3-е изд., перераб. и доп. М.: ИНФРА-М, 2002. 528 с.
- Ahsanullah M., Kibria B.M.G., Shakil M. Normal and Student's Distributions and Their Applications. New York: Springer, 2014. 169 p. DOI: 10.1007/978-3-319-06674-5
- Гмурман В.Е. Теория вероятностей в математической статистике. Изд. 4-е, доп. Учеб. Пособие для вузов. М.: Высш. школа, 1972. 368 с.
- Krishnamoorthy K. Handbook of Statistical Distributions with Applications / K. Krishnamoorthy. Boca Raton: CRC Press, 2006. 376 p. DOI: 10.1201/9781420011265 EDN: UNCXP0
- Коуркин С.В., Никулин А.И. Экспериментальные данные о прочности и деформативности бетона класса В25 с учётом различной скорости нагружения призматических образцов при центральном сжатии // *Инженерный вестник Дона*. 2025. № 10. URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10472>
- Коуркин С.В., Никулин А.И. Экспериментальная оценка влияния скорости нагружения на деформативно-прочностные характеристики бетона класса В45 при центральном сжатии // *Инженерный вестник Дона*. 2025. № 10. URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10419>.
- Несветаев Г.В. К созданию нормативной базы деформаций бетона при осевом нагружении // *Известия вузов. Строительство*. 1996. № 8. С. 122–124.
- Никулин А.И. К определению предельной относительной деформации бетона в растянутой зоне изгибаемого железобетонного элемента // *Современные проблемы науки и образования*. 2014. № 6. URL: <http://www.science-education.ru/120-16844>. EDN: TGQGV
- Никулин А.И. Энергетический подход к трансформированию эталонных диаграмм сжатия бетона // *Бетон и железобетон*. 2013. № 5. С. 12–14. EDN: TFCGAR <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=22807025&ysclid=mj5lhr9n8v340120055>.
- Никулин А.И., Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Предельная прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе применения энергетического критерия разрушения бетона // *Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы конференции*. 2015. С. 98–107. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=24120319&ysclid=mj5lno63hw416306492>.
- Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков: Изд-во ХГУ, 1968. 324 с.
- Меркулов С.И. Основы теории реконструкции железобетона [Текст]: монография. Курск: Изд-во КГТУ, 2009. 248 с. ISBN: 978-5-7681-0521-1 EDN: QNONKD
- СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введ. 2018-06-01. М.: Минстрой России, 2018. 155 с.
- СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Введ. 2017-12-01. М.: Минстрой России, 2017. 39 с.
- СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Введ. 2019-01-01. М.: Минстрой России, 2018. 54 с.
- СП 542.1325800.2024. Защитные ограждающие конструкции от воздействия беспилотных летательных аппаратов. Введ. 2024-05-01. М.: Минстрой России, 2024. 48 с.
- Обернихин Д.В., Никулин А.И. Экспериментальные исследования прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных балок трапециевидного и прямоугольного поперечных сечений // *Инновационная наука*. 2016. № 8-2. С. 73–76. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/eksperimentalnye-issledovaniya-prochnosti-treschinostoykosti-i-deformativnosti-zhelezobetonnyh-balok-trapetsievidnogo-i-ysclid=mj5lra4ajj441711433>. EDN: WHTMCH
- Обернихин Д.В. Ширина раскрытия трещин и особенности сопротивления железобетонных конструкций трапециевидного поперечного сечения: дис. ... канд. техн. наук. Белгород, 2019. 258 с.
- Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит, 2000. 256 с. EDN: YFPAPP
- Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.

21. Тихонов И.Н., Саврасов И.П. Экспериментальные исследования предельных состояний железобетонных балок с арматурой класса прочности 500 МПа // *Жилищное строительство*. 2010. № 8. С. 31–38. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/eksperimentalnye-issledovaniya-predelnyh-sostoyaniy-zhelezobetonnyh-balok-s-armaturoy-klassa-prochnosti-500-mpa?ysclid=mj5lsa44397904334>. EDN: LMDBUC

References

1. Tyurin Yu.N., Makarov A.A. Data analysis on a computer. Moscow: INFRA-M, 2002, 528 p.
2. Ahsanullah M., Kibria B.M.G., Shakil M. (2014). Normal and Student's Distributions and Their Applications. New York: Springer. DOI: 10.1007/978-3-319-06674-5.
3. Gmurman V.E. Probability theory and mathematical statistics. Moscow: Vysshaya Shkola, 1972, 368 p.
4. Krishnamoorthy K. (2006). Handbook of Statistical Distributions with Applications. Boca Raton: CRC Press. DOI: 10.1201/9781420011265.
5. Kourkin S.V., Nikulin A.I. Experimental data on strength and deformability of B25 concrete under different loading rates in central compression. *Engineering Bulletin of Don*, 2025, no.10, URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10472>
6. Kourkin S.V., Nikulin A. I. Experimental evaluation of loading rate influence on deformation and strength characteristics of B45 concrete under central compression. *Engineering Bulletin of Don*, 2025, no. 10, URL: <http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n10y2025/10419>
7. Nesvetaev G.V. On development of regulatory framework for concrete deformations under axial loading. *Proceedings of Higher Educational Institutions. Construction*, 1996, no. 8, pp. 122–124.
8. Nikulin A.I. On determining the ultimate relative strain of concrete in the tensile zone of a reinforced concrete bending element. *Modern Problems of Science and Education*, 2014, no. 6, URL: <http://www.science-education.ru/120-16844>. EDN: TGQGV
9. Nikulin A.I. Energy-based approach to transformation of standard concrete compression diagrams. *Concrete and Reinforced Concrete*, 2013, no. 5, pp. 12–14. EDN: TFCGAR <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=22807025&ysclid=mj5lhr9n8v340120055>.
10. Nikulin A.I., Obernikhin D.V., Nikulina, Yu.A. Ultimate strength of reinforced concrete bending elements based on energy failure criterion of concrete. In *Safety of the Construction Fund of Russia. Problems and Solutions*, 2015, pp. 98–107 <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=24120319&ysclid=mj5lno63hw416306492>.
11. Bondarenko V.M. Some issues of nonlinear theory of reinforced concrete. Kharkiv: Kharkiv State University Publishing House. 1968. 324 p.
12. Merkulov S.I. Fundamentals of reinforced concrete reconstruction theory. Kursk: KSTU Publishing House. 2009. 248 p. ISBN: 978-5-7681-0521-1 EDN: QNONKD
13. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2018. 155 p.
14. SP 296.1325800.2017. Buildings and structures. Special actions. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2017. 39 p.
15. SP 385.1325800.2018. Protection of buildings and structures against progressive collapse. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2018. 54 p.
16. SP 542.1325800.2024. Protective enclosing structures against unmanned aerial vehicles. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation. 2024. 48 p.
17. Obernikhin D.V., Nikulin A.I. Experimental studies of strength, crack resistance and deformability of reinforced concrete beams with trapezoidal and rectangular cross-sections. *Innovative Science*, 2016, no. 8–2, pp. 73–76. DOI: 10.22487/2500-2182-2016-8-2-73-76.
18. Obernikhin D.V. Crack width and resistance features of trapezoidal reinforced concrete structures (PhD dissertation). Belgorod. 2019.
19. Madatyan S.A. Reinforcement of reinforced concrete structures. Moscow: Voentekhlit. 2000. 256 p. EDN: YFPAPP
20. Karpenko N.I. General models of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroyizdat. 1996. 416 p.
21. Tikhonov I.N., Savrasov I.P. Experimental studies of ultimate states of reinforced concrete beams with 500 МПа reinforcement. *Housing Construction*, 2010, no. 8, pp. 31–38. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/eksperimentalnye-issledovaniya-predelnyh-sostoyaniy-zhelezobetonnyh-balok-s-armaturoy-klassa-prochnosti-500-mpa?ysclid=mj5lsa44397904334>. EDN: LMDBUC

Информация об авторах / Information about the authors

Коуркин Сергей Владимирович*, аспирант, кафедры строительства и городского хозяйства (СиГХ), БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород, Россия. sergey021097@mail.ru

Sergey V. Kourkin*, postgraduate student, Department of Construction and Urban Management (DCUM), BSTU named after V.G. Shukhov. Belgorod, Russia.

Никulin Александр Иванович, канд. техн. наук, доцент, кафедры строительства и городского хозяйства (СиГХ), БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород, Россия.

Alexander I. Nikulin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Construction and Urban Management (DCUM), BSTU named after V.G. Shukhov. Belgorod, Russia.

Обернихин Дмитрий Вячеславович, канд. техн. наук, доцент, кафедры строительства и городского хозяйства (СиГХ), БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород, Россия.

Dmitry V. Obernikhin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Construction and Urban Management (DCUM), BSTU named after V.G. Shukhov. Belgorod, Russia.

УДК 624.073.4
EDN: AZMFCX

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-100-111](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-100-111)

В.Е. РУСАНОВ¹, П.С. МИЛЬЧЕВСКИЙ¹, С.Р. АЙДАРОВ¹, П.С. МАСЛОВ²

¹ООО «НИЦ Тоннельной ассоциации», ул. Кольская, д. 2, корп. 6, 129329, г. Москва, Российская Федерация

²АО «Северсталь Менеджмент», ул. Клары Цеткин, д. 2, 127299, г. Москва, Российская Федерация

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ БЕСКАПИТЕЛЬНОЙ СТАЛЕФИБРОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Аннотация

Введение. В практике строительства применение сталефибробетона (СФБ) в бескапительных безригельных плитах перекрытия ограничено, несмотря на его потенциал повышения трещиностойкости и снижения трудоёмкости армирования. В данной работе рассматривается конструкция с комбинированным армированием, сочетающим стальную фибру и локальное стержневое армирование.

Цель. Экспериментально подтвердить работоспособность и несущую способность бескапительной плиты из СФБ с комбинированным армированием на основе натурных испытаний.

Материалы и методы. Испытания выполнены на полноразмерной плите перекрытия локального очистного сооружения в возрасте 30 суток. Использован бетон класса В30 и стальная фибра Hendix® Prime 75/52 в количестве 70 кг/м³. Нагрузка прикладывалась ступенчато в центре пролёта на площадке 1,5 × 3,0 м. Максимальная нагрузка составила 15,5 тс (3,45 тс/м²). Для обоснования эквивалентности нагрузок использовалась конечно-элементная модель и упругий расчёт по первой группе предельных состояний.

Результаты. Установлено, что плита работает упруго до ≈ 65 % максимальной нагрузки. При дальнейшем нагружении наблюдается снижение жёсткости и нелинейный рост прогибов (до 2,10 мм), при этом трещинообразование визуально не выявлено. После разгрузки остаточная деформация составила 0,14 мм.

Выводы. Полученные результаты подтверждают возможность эффективного применения СФБ с комбинированным армированием в бескапительных плитах. Конструкция обеспечивает требуемую несущую способность и трещиностойкость при снижении объёма традиционного армирования, что делает данный подход перспективным для практического применения.

Ключевые слова: сталефибробетон, стальная фибра, бескапительная плита, безригельное перекрытие, комбинированное армирование, натурные испытания, прогиб, трещиностойкость, метод конечных элементов

Для цитирования: Русанов В.Е., Мильчевский П.С., Айдаров С.Р., Маслов П.С. Натурные испытания бескапительной сталефибробетонной плиты с комбинированным армированием // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3. С. 100–111. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-100-111](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-100-111) EDN: AZMFCX

Вклад авторов

Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Благодарности

Авторы выражают благодарность ООО «ПСО-733» за возможность реализации опытной конструкции и организацию натурных испытаний, ООО «НИЦ Тоннельной ассоциации», ОАО «Северсталь-метиз» и ООО «Русфибра-ТС» за участие в квалифицированной организации и технологическом сопровождении подготовки эксперимента и выполнения работ.

Поступила в редакцию 06.05.26

Поступила после рецензирования 20.05.26

Принята к публикации 04.06.26

V.E. RUSANOV¹, P.S. MILCHEVSKY¹, S.R. AIDAROV¹, P.S. MASLOV²

¹Research Center of the Tunnelling Association LLC, 2 Kolskaya St., Bldg. 6, 129329, Moscow, Russian Federation

²JSC «Severstal Management», 2 Klary Tsetkin St., 127299, Moscow, Russian Federation

FULL-SCALE TESTING OF STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE FLAT SLAB

Abstract

Introduction. The use of steel fibre reinforced concrete (SFRC) in flat slabs without capitals remains limited despite its potential to improve crack resistance and reduce reinforcement complexity. This study investigates a slab with combined reinforcement, integrating steel fibres with localized bar reinforcement.

Aim. To experimentally verify the structural performance and load-bearing capacity of a column-supported SFRC flat slab with combined reinforcement through full-scale testing.

Materials and Methods. Full-scale tests were carried out on a slab of a local wastewater treatment facility at the age of 30 days. The concrete class was B30, and Hendix® Prime 75/52 steel fibres were used at a dosage of 70 kg/m³. The load was applied stepwise at the slab centre over an area of 1.5 × 3.0 m. The maximum load reached 15.5 tonnes-force (3.45 tonnes-force/m²). A finite element model and elastic analysis at the ultimate limit state were used to ensure equivalence between test and design loading conditions.

Results. The slab exhibited elastic behaviour up to approximately 65 % of the maximum load. Further loading resulted in stiffness reduction and nonlinear deflection growth, reaching 2.10 mm at peak load. No visible cracking was observed. Residual deformation after unloading was 0.14 mm.

Conclusions. The results confirm the feasibility of using SFRC with combined reinforcement in flat slabs. The proposed solution ensures adequate load-bearing capacity and crack resistance while reducing conventional reinforcement, indicating strong potential for practical implementation.

Keywords: steel fibre reinforced concrete, steel fibre, flat slab, combined reinforcement, full-scale testing, deflection, crack width control, finite element analysis

For citation: Rusanov V.E., Milchevsky P.S., Aidarov S.R., Maslov P.S. Full-scale testing of steel fibre reinforced concrete flat slab. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3 (634), pp. 100–111. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-100-111](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-100-111) EDN: AZMFCX

Authors contributions

All authors contributed equally to the preparation of the publication.

Funding

The study received no external funding.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Acknowledgements

The authors express their gratitude to PSO-733 LLC for providing the opportunity to implement the pilot structure and organize full-scale testing, as well as to Research Center of the Tunnelling Association LLC, Severstal-Metiz JSC, and Rusfibra-TS LLC for their professional contribution to the organization and technological support of the experimental preparation and execution of the works.

Received 06.05.26

Revised 20.05.26

Accepted 04.06.26

Введение

Современное строительство характеризуется устойчивыми тенденциями к повышению технологичности конструктивных решений, снижению трудоемкости строительно-монтажных работ, сокращению сроков возведения сооружений и одновременному обеспечению требуемого уровня надежности, долговечности и безопасности конструкций. Одним из направлений решения указанных задач является применение дисперсно-армированных бетонов, в том числе сталефибробетона (СФБ), позволяющего повысить трещиностойкость, ударостойкость, сопротивление локальным повреждениям и способность бетонной матрицы воспринимать растягивающие напряжения после образования трещин [1–10].

В мировой практике СФБ широко применяется в промышленных полах, дорожных и аэродромных покрытиях, тоннельных обделках, набрызг-бетонных креплениях, сборных и монолитных конструкциях различного назначения [11–16]. Вместе с тем, применение СФБ в ответственных плитных конструкциях зданий и сооружений пока носит ограниченный характер. Особенно это относится к бескапитальным безригельным перекрытиям, опираемым непосредственно на колонны.

Бескапитальные безригельные плиты обладают рядом очевидных архитектурных и технологических преимуществ: обеспечивают свободную планировку помещений, позволяют уменьшить строительную высоту перекрытий, упростить устройство инженерных коммуникаций и повысить эксплуатационную гибкость зданий. Однако такие конструкции предъявляют повышенные требования к расчетному обоснованию, армированию зон опирания на колонны, трещиностойкости, жесткости и сопротивлению продавливанию.

При традиционном железобетонном исполнении бескапитальные плиты, как правило, требуют развитого стержневого армирования, особенно в надколонных зонах и полосах, расположенных по осям колонн. Это приводит к высокой насыщенности арматурой, усложнению технологии армирования, повышенным требованиям к фиксации арматурных изделий в проектом положении и контролю защитных слоев, а также к увеличению трудоемкости работ.

Одним из рациональных направлений совершенствования таких конструкций является применение комбинированного армирования, при котором объемное дисперсное армирование стальной фиброй сочетается с локальным стержневым армированием в наиболее напряженных зонах. В этом случае стальная фибра не рассматривается как формальная полная замена всей стержневой арматуры, а используется как конструктивный элемент, повышающий трещиностойкость, остаточную прочность при растяжении, сопротивление локальным повреждениям и пространственную однородность работы материала.

Целью настоящей работы является экспериментально-расчетная оценка работы бескапитальной безригельной плиты перекрытия из СФБ с комбинированным армированием по результатам натурных статических испытаний полноразмерной конструкции.

Предпосылки применения СФБ в бескапитальной плитной конструкции

Решение о применении СФБ в бескапитальной безригельной плите было обусловлено необходимостью упрощения армирования при сохранении требуемого уровня надежности и трещиностойкости конструкции. Для заказчика практический интерес представляла возможность снижения трудоемкости арматурных работ, уменьшения плотности стержневой арматуры в теле плиты, повышения технологичности бетонирования и снижения риска возникновения дефектов, связанных с затрудненным размещением и фиксацией арматурных элементов, а также возможными ошибками при стержневом армировании.

В традиционных плитных конструкциях значительный объем работ приходится на изготовление, доставку, раскладку, вязку и фиксацию арматурных сеток и отдельных стержней [17–19]. В бескапитальных безригельных плитах эти операции дополнительно усложняются необходимостью усиления надколонных зон, устройства верхнего и нижнего армирования, соблюдения проектного положения арматуры и обеспечения защитных слоев. Повышенная плотность арматуры может затруднять укладку и уплотнение бетонной смеси, особенно в зонах пересечения арматурных элементов.

Применение СФБ позволяет перераспределить часть функций стержневой арматуры на объемное дисперсное армирование. Стальная фибра, распределенная в объеме бетонной матрицы, обеспечивает несущую способность материала после трещинообразования, а также позволяет надёжно контролировать раскрытие и развитие трещин. В результате появляется возможность перехода от традиционного варианта сплошного насыщенного стержневого армирования к более рациональной схеме комбинированного армирования.

При этом принципиально важным является не отказ от стержневой арматуры как таковой, а ее рациональное локальное применение в зонах, где она наиболее эффективна и необходима по условиям работы конструкции. В рассматриваемом случае конструктивное решение предусматривало объемное дисперсное армирование плиты стальной фиброй в сочетании с локальным стержневым армированием по осям колонн.

Таким образом, внедрение рассматриваемого конструктивного решения представляло собой управляемый инженерный процесс, включающий расчетное моделирование, отработку процесса приготовления сталефибробетонной смеси на бетонном заводе, подтверждение технологических и прочностных характеристик материала по контрольным образцам, изготовление опытной конструкции, проведение натурных испытаний и сопоставление расчетных и экспериментальных данных. Данная публикация представляет результаты по расчетному моделированию и натурным испытаниям.

Описание опытной конструкции и материала

Опытная конструкция СФБ плиты перекрытия была изготовлена в составе сооружения ЛОС. Испытываемая плита реализована в составе конструкции в виде

бескапитальной безригельной конструкции, опертой на колонны и стены. Геометрические параметры соору-

жения и расположение колонн принимались в соответствии с проектной схемой (рис. 1).

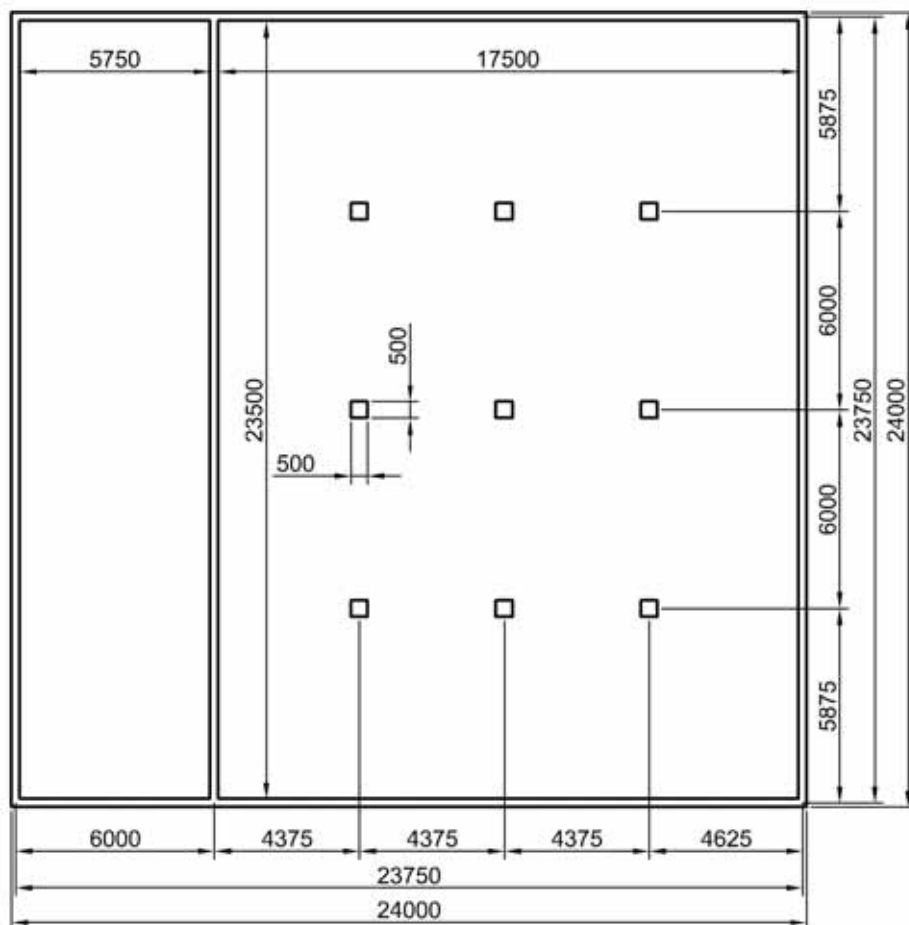


Рис. 1. Геометрические параметры конструкции ЛОС в плане
Fig. 1. Plan view of the geometric parameters of the wastewater treatment facility structure

Плита была забетонирована 10 марта 2026 г. (рис. 2). Натурные испытания были проведены 9 апреля 2026 г., то есть в возрасте 30 суток. Проектный класс бетона по прочности на сжатие составлял В30. Для

дисперсного армирования применялась стальная проволочная фибра Hendix® prime 75/52 с анкерами на концах. Расход стальной фибры составлял 70 кг/м³.



Рис. 2. Процесс бетонирования СФБ плиты (автор фото Маслов П.С.)
Fig. 2. Concreting process of the SFRC slab (photo by P.S. Maslov)

Перед проведением испытаний был выполнен контроль прочности бетона неразрушающими методами с использованием склерометра и ультразвукового измерителя прочности бетона (рис. 3). По результатам контрольных измерений был подтвержден класс прочности бетона не ниже проектного В30.



Рис. 3. Процесс контроля прочности бетона
(автор фото Маслов П.С.)

Fig. 3. Concrete strength testing process (photo by P.S. Maslov)

Конструктивное решение плиты предусматривало комбинированное армирование: объемное дисперсное армирование стальной фиброй и локальное стержневое армирование по осям колонн. Такая схема была принята с учетом особенностей работы бескапитальных плит, в которых характерные зоны концентрации усилий возникают в полосах, проходящих через колонны, а также в зонах опирания и возможного продавливания.

Особенностью проведенной работы являлось то, что испытанная плита в составе ЛОС использовалась как натурный фрагмент для проверки напряженно-деформированного состояния, эквивалентного расчетной работе проектируемой бескапитальной безригельной плиты перекрытия антресолей второго уровня административно-бытового корпуса в складских помещениях. Поэтому схема испытаний назначалась не только исходя из возможности приложения нагрузки на объекте, но и с учетом расчетного критерия эквивалентности напряженного состояния.

Методика натурных испытаний

Загрузке испытательной нагрузкой подвергалась ячейка плиты размерами 4375 × 6000 мм по осям колонн (рис. 1 и рис. 4). Нагрузка размещалась в центральной части пролета между колоннами на площадке размером 1,5 × 3,0 м. Площадь загрузки составляла 4,5 м².

Для нагружения использовались пакеты строительных материалов, железобетонные блоки свай, блоки фундаментов и поддон с коробками стальной фибры (рис. 5). Общая максимальная нагрузка была доведена до 15,5 тс. В пределах пятна загрузки это соответствует интенсивности:

$$q = 15,5 / 4,5 = 3,45 \text{ тс/м}^2.$$

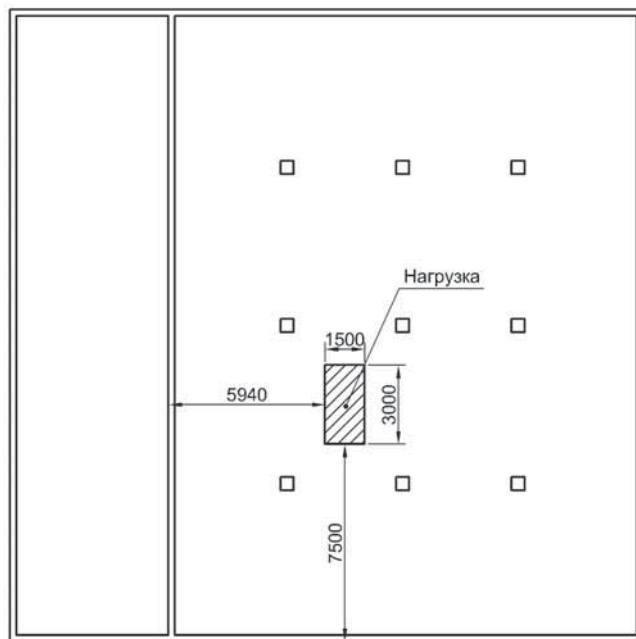


Рис. 4. Схема приложения нагрузки
Fig. 4. Load application scheme



Рис. 5. 15-я ступень загрузки с максимальной нагрузкой 15,5 тс (автор фото Маслов П.С.)

Fig. 5. 15th loading stage with a maximum load of 15.5 tf (photo by P.S. Maslov)

Контроль массы грузов осуществлялся по встроенному в подъемный кран датчику веса. Испытания проводились в два этапа: нагружение и разгрузка.

Нагружение и разгрузка выполнялись ступенчато. На каждой ступени производилась фиксация прогиба

плиты в центре загруженной ячейки с использованием индикатора часового типа (рис. 6).



Рис. 6. Процесс монтажа и индикатор часового типа, установленный по центру СФБ плиты в загружаемой ячейке (автор фото Маслов П.С.)

Fig. 6. Installation process and dial gauge positioned at the centre of the SFRC slab within the loaded panel (photo by P.S. Maslov)

Такой способ проведения испытаний позволил получить диаграмму «нагрузка – прогиб» (рис. 7) для стадии нагружения и разгрузки, оценить максималь-

ную деформацию, остаточную деформацию после полной разгрузки, а также выполнить визуальный контроль возможного трещинообразования.

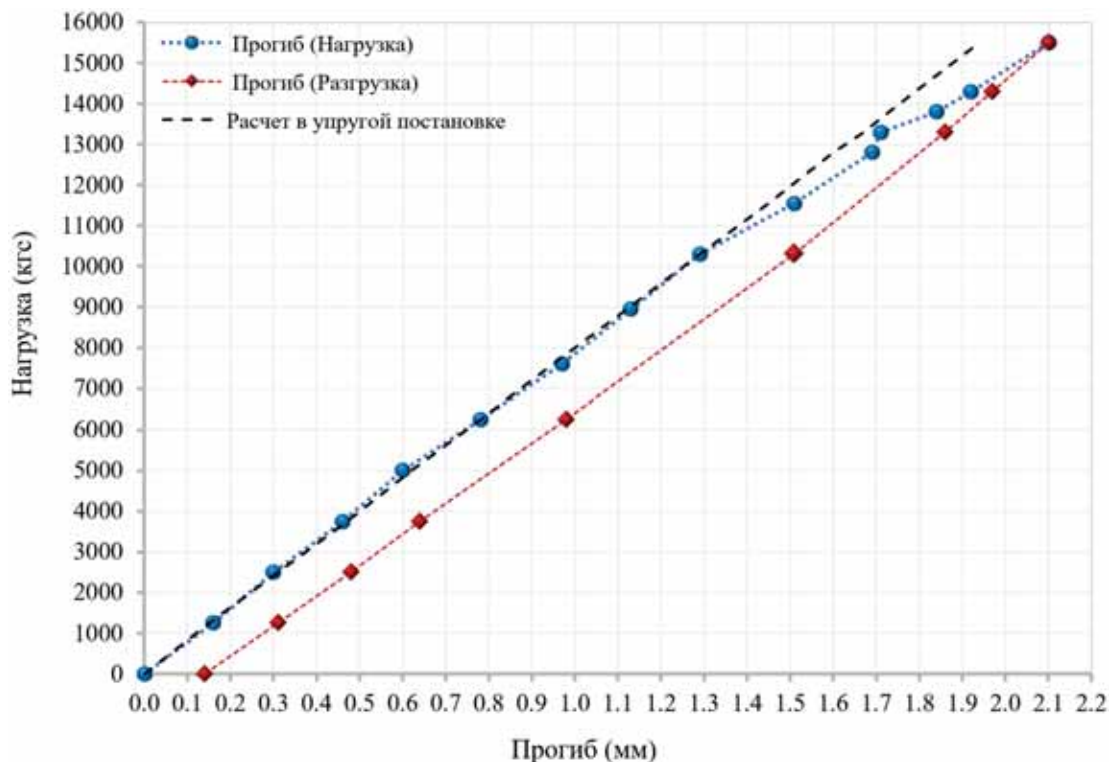


Рис. 7. Графики «нагрузка – прогиб»
Fig. 7. Load-deflection curves

Схема испытаний была назначена с учетом сопоставления с расчетной схемой работы проектируемой бескапитальной плиты. В качестве критерия

эквивалентности использовался уровень главных растягивающих напряжений в надколонных областях.

Результаты натурных испытаний

Результаты испытаний представлены в табличном виде (табл. 1) и графическом виде на рис. 7. Натурные испытания показали устойчивую работу плиты при ступенчатом увеличении нагрузки до максимального значения 15,5 тс. При достижении максимальной нагрузки измеренный прогиб в центре загруженной ячейки составил 2,10 мм.

Таблица 1

Результаты испытаний

Table 1

Test results

№ п/п	Нагрузка			Измерения	
	На ступень, кгс	Всего кгс	кН/м ²	Прогиб, мм	Время
ЗАГРУЗКА	1	0	0.00	0.00	-
	2	1250	1250	2.73	0.16
	3	1250	2500	5.45	0.30
	4	1250	3750	8.18	0.46
	5	1250	5000	10.90	0.60
	6	1250	6250	13.63	0.78
	7	1350	7600	16.57	0.97
	8	1350	8950	19.51	1.13
	9	1350	10300	22.45	1.29
	10	1250	11550	25.18	1.51
	11	1250	12800	27.90	1.69
	12	500	13300	28.99	1.71
	13	500	13800	30.08	1.84
	14	500	14300	31.17	1.92
	15	1200	15500	33.79	2.10
РАЗГРУЗКА	16	-1200	14300	31.17	1.97
	17	-1000	13300	28.99	1.86
	18	-3000	10300	22.45	1.51
	19	-4050	6250	13.63	0.98
	20	-2500	3750	8.18	0.64
	21	-1250	2500	5.45	0.48
	22	-1250	1250	2.73	0.31
	23	-1250	0	0.00	0.14

После полной разгрузки была зафиксирована остаточная деформация 0,14 мм. Отношение остаточной деформации к максимальному прогибу составило $\approx 6,7\%$ (i.e., $0,14 / 2,10$). Таким образом, остаточная деформация составила менее 7 % от максимального прогиба, что свидетельствует о преимущественно упругой работе конструкции при рассматриваемом уровне нагружения с проявлением ограниченной неупругой составляющей.

В ходе испытаний выполнялся визуальный контроль состояния плиты. Трещинообразования, связанного с действием испытательной нагрузки, выявлено не было. Это является принципиально важным

результатом, поскольку испытательная нагрузка создавала в конструкции напряженное состояние, сопоставимое с расчетным случаем работы плиты при эксплуатационном нагружении.

Характер диаграммы «нагрузка – прогиб» показал практически линейную работу конструкции на начальных ступенях нагружения. При приближении к максимальному уровню нагрузки экспериментальная кривая отклонялась от расчетной упругой линии, что может свидетельствовать о развитии неупругих деформаций в СФБ. При этом отсутствие видимых трещин и малая величина остаточной деформации после разгрузки подтверждают сохранение работоспособного состояния плиты.

Расчетная модель

Для интерпретации результатов испытаний и сопоставления с расчетными предпосылками была разработана конечно-элементная модель сооружения в программном комплексе ZSoil (Швейцария), реализующем метод конечных элементов (рис. 8).

В расчетной модели плита перекрытия, колонны и стены сооружения моделировались пространственными восьмиузловыми конечными элементами. Нижняя плита сооружения в явном виде не моделировалась. Условия жесткого объединения стен и колонн с нижней плитой задавались линейными связями по трем направлениям в соответствующих узлах расчетной модели.

Испытательная нагрузка моделировалась как равномерно распределенная нагрузка, приложенная в центре нагружаемой ячейки плиты на площадке $1,5 \times 3,0$ м. Такое представление соответствует фактической схеме приложения нагрузки при натурных испытаниях.

Дополнительно рассматривалась схема равномерного нагружения плиты по всей площади. Эта схема использовалась для оценки эквивалентности испытательной нагрузки расчетному воздействию. Первоначально была проанализирована схема с равномерно распределенной нагрузкой 480 кгс/м^2 , соответствующей проектной нагрузке 400 кгс/м^2 с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,2 ($1,2 \cdot 400 = 480 \text{ кгс/м}^2$). По результатам расчета в упругой постановке эта нагрузка формировала главные растягивающие напряжения в надколонной зоне порядка 3,6 МПа. Схема испытаний с нагрузкой 15,5 тс на площадке $1,5 \times 3,0$ м формировала в той же характерной зоне напряжения порядка 3,79 МПа (рис. 9).

Для получения более близкого расчетного эквивалента равномерная нагрузка была увеличена до расчетного значения 500 кгс/м^2 . При этом расчетные главные растягивающие напряжения составили порядка 3,76 МПа (рис. 9), что практически соответствует уровню напряжений от испытательной схемы. На основании этого нагрузка 15,5 тс на локальной площадке была принята как эквивалентная равномерно распределенной нагрузке 500 кгс/м^2 по критерию главных растягивающих напряжений в характерной надколонной зоне.

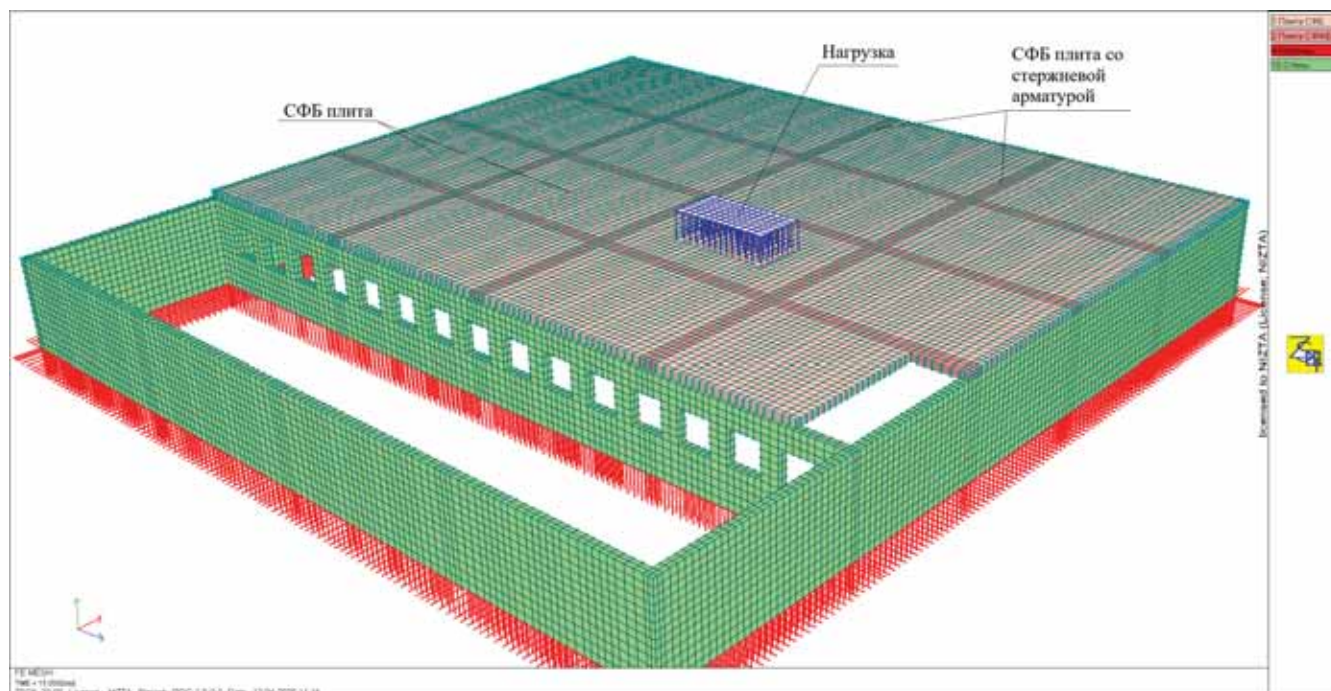


Рис. 8. Общий вид модели ЛОС, выполненной в программном комплексе ZSoil (МКЭ)
Fig. 8. General view of the wastewater treatment facility model developed in the ZSoil software (FEM)

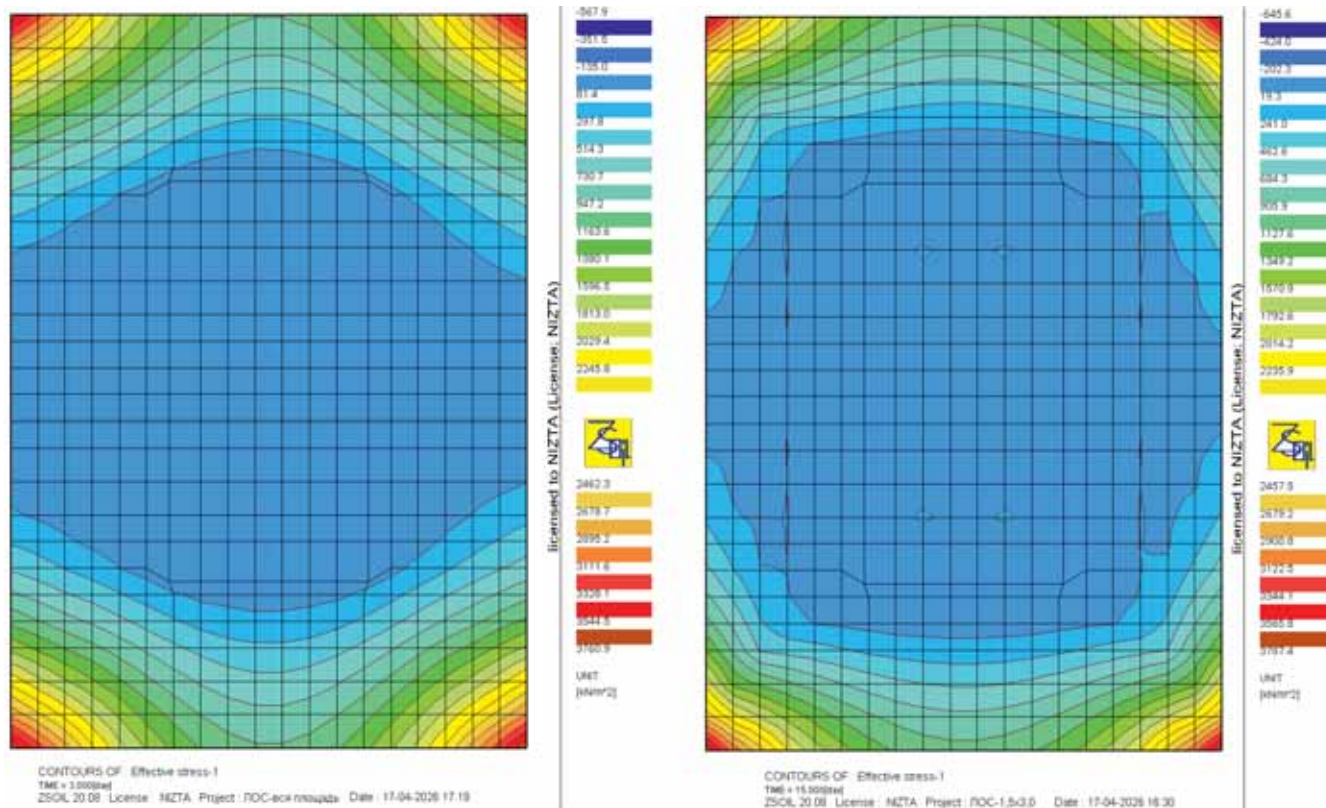


Рис. 9. Изополя главных растягивающих напряжений σ , кПа, в верхнем уровне плиты в зонах без стержневой арматуры: рисунок слева – для схемы нагружения 500 кгс/м² по всей площади плиты перекрытия ЛОС; рисунок справа: для схемы, соответствующей натурным испытаниям при нагрузке 15,5 тс
Fig. 9. Contours of principal tensile stresses σ , (kPa) at the top surface of the slab in zones without bar reinforcement: the left image corresponds to a uniformly distributed load of 500 kgf/m² over the entire slab area of the wastewater treatment facility; the right image corresponds to the loading scheme used in the full-scale test with a load of 15.5 tf

Таким образом, испытательная схема позволила создать в опытной плите напряженное состояние эквивалентное проектному при технически реализуемом способе нагружения натурной конструкции.

Сопоставление расчетных и экспериментальных результатов

Сопоставление результатов натурных испытаний с расчетом выполнялось по диаграмме «нагрузка – прогиб». В качестве расчетной линии использовалась упругая постановка с модулем упругости бетона 27,5 ГПа. Такой вариант расчетной жесткости хорошо согласуется с начальным участком экспериментальной диаграммы нагружения.

На начальных ступенях нагружения экспериментальные точки располагаются близко к расчетной упругой линии, что подтверждает адекватность расчетной оценки начальной жесткости плиты. При увеличении нагрузки до максимального уровня экспериментальная кривая постепенно отклоняется вправо от расчетной упругой линии. Такое отклонение закономерно для железобетонных и фибробетонных конструкций и может быть связано с развитием неупругих деформаций, перераспределением напряжений, начальным трещинообразованием в бетонной матрице без формирования видимых трещин, а также с особенностями работы конструктивной системы в натурных условиях.

По результатам расчета максимальный прогиб плиты при схеме нагружения, соответствующей испытаниям, составил около 1,94 мм (рис. 10). Фактически измеренный прогиб при максимальной нагрузке составил 2,10 мм.

Следует отметить, что указанное совпадение не означает полного исчерпания вопросов расчетного описания работы СФБ плит. Для дальнейшего развития методики проектирования подобных конструкций требуется накопление экспериментальных данных по плитам различных размеров, схем опирания, уровней армирования, типов и дозировок фибры, а также проведение испытаний до более высоких уровней нагружения, включая стадии образования, раскрытия трещин и разрушения. Однако в рамках рассматриваемой работы полученное соответствие расчетного и экспериментального прогибов подтверждает корректность принятой расчетной постановки для оценки жесткости конструкции при заданном уровне нагрузки.

Обсуждение результатов

Проведенные натурные испытания имеют важное практическое значение для развития отечественной практики применения СФБ в ответственных плитных конструкциях. Полученные результаты подтверждают, что бескапитальная безригельная плита из СФБ с комбинированным армированием способна воспринимать испытательную нагрузку, эквивалентную расчетной эксплуатационной по уровню главных растягивающих напряжений, без образования видимых трещин и при малых прогибах.

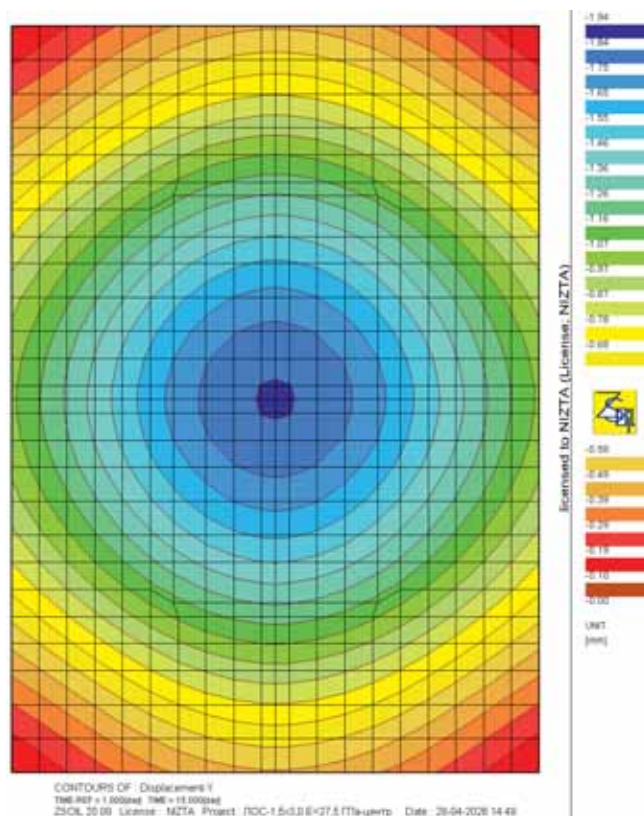


Рис. 10. Изополя вертикальных деформаций (прогиб) плиты по центру загруженной ячейки для схемы, соответствующей натурным испытаниям при нагрузке 15,5 тс (максимальный прогиб 1,94 мм)

Fig. 10. Contours of vertical deformations (deflection) of the slab at the centre of the loaded panel for the loading scheme corresponding to the full-scale test with a load of 15.5 tf (maximum deflection 1.94 mm)

Принципиально важным результатом является подтверждение возможности рационального сочетания объемного дисперсного армирования и локального стержневого армирования. В отличие от традиционного железобетона, где сопротивление растяжению после образования трещин в основном обеспечивается стержневой арматурой, СФБ обеспечивает распределенное сопротивление растягивающим напряжениям по объему материала. Таким образом, сочетание СФБ и стержневого армирования может представлять собой более эффективное конструктивное решение, при котором умеренные по уровню нагрузки и усилия в пределах плиты воспринимаются дисперсным армированием, тогда как участки с повышенными значениями напряжений дополнительно обеспечиваются традиционным стержневым армированием.

Для бескапитальных плит одним из наиболее ответственных расчетных случаев является работа в зонах опирания на колонны, где формируются повышенные растягивающие напряжения и усилия, связанные с продавливанием. Применение стальной фибры позволяет повысить трещиностойкость бетона в этих зонах, а локальное стержневое армирование по осям колонн обеспечивает дополнительную несущую способность и надежность в направлениях действия основных расчетных усилий [20–23].

С технологической точки зрения применение комбинированного армирования может позволить снизить объем и сложность стержневого армирования по сравнению с традиционными железобетонными решениями. Это создает предпосылки для сокращения трудоемкости армирования, упрощения контроля качества работ, повышения удобоукладываемости бетонной смеси в зонах, насыщенных стержневым армированием и снижения вероятности технологических дефектов.

При этом результаты проведенных испытаний не следует интерпретировать как универсальное основание для отказа от стержневой арматуры в бескапитальных плитах. Напротив, они показывают перспективность расчетно-обоснованного и экспериментально подтвержденного подхода к комбинированному армированию, при котором стальная фибра и стержневая арматура выполняют взаимодополняющие функции.

Для дальнейшего внедрения подобных решений необходима разработка расчетных подходов, учитывающих остаточную прочность СФБ на растяжение, работу материала после трещинообразования, продавливание, жесткость плит на разных стадиях нагружения, а также влияние технологических факторов на распределение фибры в объеме конструкции. Существенное значение имеет также создание экспериментальной базы по натурным и лабораторным испытаниям плитных элементов из СФБ с различными схемами армирования.

Выводы

1. Проведены натурные статические испытания бескапитальной безригельной плиты перекрытия из СФБ с комбинированным армированием. По имеющимся у авторов сведениям, рассматриваемая конструкция является первым в отечественной практике опытом устройства подобной плиты.

2. Конструктивное решение предусматривало объемное дисперсное армирование бетона стальной фиброй Hendix® prime 75/52 в количестве 70 кг/м³ и локальное стержневое армирование по осям колонн.

3. Опытная плита была изготовлена из бетона проектного класса В30. Перед испытаниями неразрушающими методами был подтвержден класс прочности бетона не ниже проектного.

4. Испытания проводились в возрасте 30 суток. Нагрузка прикладывалась в центральной части пролета между колоннами на площадке 1,5 × 3,0 м. Максимальная суммарная нагрузка составила 15,5 тс, что соответствует интенсивности 3,45 тс/м² в пределах пятна нагружения.

5. При максимальной испытательной нагрузке прогиб в центре загруженной ячейки составил 2,10 мм. После полной разгрузки остаточная деформация составила 0,14 мм (6,7 % от максимального прогиба).

6. Трещинообразования, связанного с действием испытательной нагрузки, в ходе визуального контроля испытания выявлено не было.

7. Испытательная схема была принята по критерию эквивалентности главных растягивающих напряжений в характерных надколонных зонах. Нагрузка 15,5 тс, приложенная на локальной площадке 1,5 × 3,0 м, фор-

мировала напряженное состояние, близкое к состоянию от равномерно распределенной нагрузки 500 кгс/м² по всей площади плиты.

8. Полученные результаты подтверждают перспективность применения СФБ с комбинированным армированием в бескапитальных безригельных плитах перекрытия при обязательном расчетном обосновании, контроле характеристик материала и экспериментальной проверке опытных конструктивных решений.

Список литературы

1. Pujadas P., Blanco A., de la Fuente A., Aguado A. Cracking behavior of FRC slabs with traditional reinforcement. *Materials and Structures*, 2012, vol. 45, pp. 707–725. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-011-9791-0>.
2. Ключев А.В. Сталефибробетон для сборно-монолитного строительства // *Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова*. 2011. № 2. С. 60–63. EDN: NYATIP.
3. Groli G., Caldentey A.P. Improving cracking behaviour with recycled steel fibres targeting specific applications – analysis according to fib Model Code 2010. *Structural Concrete*, 2017, vol. 18, pp. 29–39. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.201500170>.
4. Гонов М.Е. Механические свойства фибробетонов при динамическом сжатии // *Проблемы прочности и пластичности*. 2022. Т. 84. № 1. С. 130–148. DOI: <https://doi.org/10.32326/1814-9146-2022-84-1-130-148>. EDN: CRBUYR.
5. Камалова К.Д. Исследование усиления фибробетоном узлов монолитных железобетонных рамно-стержневых систем многоэтажных зданий при аварийных воздействиях // *Научный электронный журнал «Меридиан»*. 2020. Т. 37. № 3. С. 465–467. EDN: WJLLDO. URL: <https://meridian-journal.ru/site/article5be0/>
6. Groli G., Pérez A., Marchetto F., Aríñez F. Serviceability performance of FRC columns under imposed displacements: An experimental study. *Engineering Structures*, 2015, vol. 101, pp. 450–464. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.035>.
7. Vasanelli E., Micelli F., Aiello M.A., Plizzari G. Crack width prediction of FRC beams in short and long term bending condition. *Materials and Structures*, 2014, vol. 47, pp. 39–54. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0043-3>.
8. Teng T., Chu Y.-A., Chang F.-A., Shen B.-C., Cheng D.-S. Development and validation of numerical model of steel fiber reinforced concrete for high-velocity impact. *Computational Materials Science*, 2008, vol. 42, pp. 90–99. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.commatsci.2007.06.013>.
9. Wu H., Lin X., Zhou A. A review of mechanical properties of fibre reinforced concrete at elevated temperatures. *Cement and Concrete Research*, 2020, vol. 135, 106117. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106117>.
10. Магдеев У.Х., Морозов В.И., Пухаренко Ю.В., Хегай А.О. Эффективное использование высокопрочной арматуры в дисперсно-армированных же-

- лезобетонных конструкциях без предварительного напряжения // *Academia. Архитектура и строительство*. 2016. № 2. С.106–112. EDN: WFFVFB.
11. Aidarov S., Mena F., de la Fuente A. Structural response of a fibre reinforced concrete pile-supported flat slab: full-scale test. *Engineering Structures*, 2021, vol. 239, 112292. DOI: <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112292>.
 12. Ключев С.В., Ключев А.В., Сопин Д.М. Тяжелонагруженные полы на основе мелкозернистых фибробетонов // *Инженерно-строительный журнал*. 2013. Т. 38. № 3. С. 7–14. DOI: <https://doi.org/10.5862/MCE.38.1>. EDN: PZETQZ.
 13. de la Fuente A., Escariz R.C., De Figueiredo A.D., Molins C., Aguado A. A new design method for steel fibre reinforced concrete pipes. *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 30, pp. 547–555. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.015>.
 14. de la Fuente A., Pujadas P., Blanco A., Aguado A. Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2012, vol. 27, pp. 60–71. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2011.07.001>.
 15. di Prisco M., Martinelli P., Parmentier B. On the reliability of the design approach for FRC structures according to fib Model Code 2010: the case of elevated slabs. *Structural Concrete*, 2016, vol. 17, pp. 588–602. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.201500151>.
 16. Rusanov V., Aidarov S., Pujadas P., Ikumi T., de la Fuente A. Experimental and design-oriented research on fiber reinforced concrete segmental tunnel linings: A systematic review. *Structural Concrete*, 2026. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.70538>.
 17. Ивлев М.А., Недосеко И.В. Сталефибробетон в производстве малоформатных изгибаемых элементов // *Вестник СГАСУ. Градостроительство и архитектура*. 2012. Т. 8. № 4. С. 86–91. DOI: <https://doi.org/10.17673/Vestnik.2012.04.16>. EDN: RSDKXX.
 18. Aidarov S., Nadaždi A., Pugach E., Tošić N., de la Fuente A. Cost-oriented analysis of fibre reinforced concrete column-supported flat slabs construction. *Journal of Building Engineering*, 2022, vol. 51, 104205. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104205>.
 19. Martinelli P., Colombo M., de la Fuente A., Cavalaro S., Pujadas P., di Prisco M. Characterization tests for predicting the mechanical performance of SFRC floors: design considerations. *Materials and Structures*, 2021, vol. 54, no. 2, pp.1–16. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01598-2>.
 20. Facconi L., Plizzari G., Minelli F. Elevated slabs made of hybrid reinforced concrete: Proposal of a new design approach in flexure. *Structural Concrete*, 2019, vol. 20, pp. 52–67. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.201700278>.
 21. Monserrat-López A., Bairán J.M., de la Fuente A., Fernández Ruiz M. Resistance partial factor calibration for SFRC elements without shear reinforcement subjected to punching shear according to EN 1992–1-1:2023. *Engineering Structures*, 2025, vol. 343 (Part D), 121219. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.121219>.
 22. Nguyen-Minh L., Rovňák M., Tran-Quoc T., Nguyen-Kim K. Punching shear resistance of steel fiber reinforced concrete flat slabs. *Procedia Engineering*, 2011, vol. 14, pp. 1830–1837. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.230>.
 23. Tan K.H., Venkateshwaran A. Punching shear in steel fiber-reinforced concrete slabs with or without traditional reinforcement. *ACI Structural Journal*, 2019, vol. 116, pp.107–118. DOI: <https://doi.org/10.14359/51713291>.

References

1. Pujadas P., Blanco A., de la Fuente A., Aguado A. Cracking behavior of FRC slabs with traditional reinforcement. *Materials and Structures*, 2012, vol. 45, pp. 707–725. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-011-9791-0>.
2. Klyuev A.V. Steel fibre reinforced concrete for precast-monolithic construction. *Bulletin of Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov*, 2011, no. 2, pp. 60–63. EDN: NYATIP.
3. Groli G., Caldentey A.P. Improving cracking behaviour with recycled steel fibres targeting specific applications – analysis according to fib Model Code 2010. *Structural Concrete*, 2017, vol. 18, pp. 29–39. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.201500170>.
4. Gonov M.E. Mechanical properties of fibre-reinforced concrete under dynamic compression. *Problems of Strength and Plasticity*, 2022, vol. 8, no. 1, pp. 130–148. DOI: <https://doi.org/10.32326/1814-9146-2022-84-1-130-148>. EDN: CRBUYR.
5. Kamalova K.D. Investigation of strengthening of joints of monolithic reinforced concrete frame systems of multi-storey buildings using fibre-reinforced concrete under accidental actions. *Scientific Electronic Journal "Meridian"*, 2020, vol. 37, no. 3, pp. 465–467. EDN: WJLLDO. URL: <https://meridian-journal.ru/site/article5be0/>.
6. Groli G., Pérez A., Marchetto F., Ariñez F. Serviceability performance of FRC columns under imposed displacements: An experimental study. *Engineering Structures*, 2015, vol. 101, pp. 450–464. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.035>.
7. Vasanelli E., Micelli F., Aiello M.A., Plizzari G. Crack width prediction of FRC beams in short- and long-term bending conditions. *Materials and Structures*, 2014, vol. 47, pp. 39–54. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0043-3>.
8. Teng T., Chu Y.-A., Chang F.-A., Shen B.-C., Cheng D.-S. Development and validation of a numerical model of steel fibre reinforced concrete for high-velocity impact. *Computational Materials Science*, 2008, vol. 42, pp. 90–99. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.commatsci.2007.06.013>.
9. Wu H., Lin X., Zhou A. A review of mechanical properties of fibre reinforced concrete at elevated temperatures. *Cement and Concrete Research*, 2020, vol. 135, 106117. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106117>.
10. Magdeev U.Kh., Morozov V.I., Pukharensko Yu.V., Khagai A.O. Efficient use of high-strength reinforcement in fibre-reinforced concrete structures without prestressing.

- Academia. Architecture and Construction*, 2016, no. 2, pp.106–112. EDN: WFFVFB.
11. Aidarov S., Mena F., de la Fuente A. Structural response of a fibre reinforced concrete pile-supported flat slab: full-scale test. *Engineering Structures*, 2021, vol. 239, 112292. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112292>.
 12. Klyuev S.V., Klyuev A.V., Sopin D.M. Heavy-duty floors based on fine-grained fibre-reinforced concrete. *Magazine of Civil Engineering*, 2013, vol. 38, no. 3, pp. 7–14. DOI: <https://doi.org/10.5862/MCE.38.1>. EDN: PZETQZ.
 13. de la Fuente A., Escariz R.C., De Figueiredo A.D., Molins C., Aguado A. A new design method for steel fibre reinforced concrete pipes. *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 30, pp. 547–555. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.015>.
 14. de la Fuente A., Pujadas P., Blanco A., Aguado A. Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2012, vol. 27, pp. 60–71. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2011.07.001>.
 15. di Prisco M., Martinelli P., Parmentier B. On the reliability of the design approach for FRC structures according to fib Model Code 2010: the case of elevated slabs. *Structural Concrete*, 2016, vol. 17, pp. 588–602. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.201500151>.
 16. Rusanov V., Aidarov S., Pujadas P., Ikumi T., de la Fuente A. Experimental and design-oriented research on fibre reinforced concrete segmental tunnel linings: a systematic review. *Structural Concrete*, 2026. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.70538>.
 17. Ivlev M.A., Nedoseko I.V. Steel fibre reinforced concrete in the production of small-sized flexural elements. *Bulletin of SGASU. Urban Planning and Architecture*, 2012, vol. 8, no. 4, pp. 86–91. DOI: <https://doi.org/10.17673/vestnik.2012.04.16>. EDN: RSDKXX.
 18. Aidarov S., Nadaždi A., Pugach E., Tošić N., de la Fuente A. Cost-oriented analysis of fibre reinforced concrete column-supported flat slabs construction. *Journal of Building Engineering*, 2022, vol. 51, 104205. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104205>.
 19. Martinelli P., Colombo M., de la Fuente A., Cavalaro S., Pujadas P., di Prisco M. Characterization tests for predicting the mechanical performance of SFRC floors: design considerations. *Materials and Structures*, 2021, vol. 54, no. 2, pp. 1–16. DOI: <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01598-2>.
 20. Facconi L., Plizzari G., Minelli F. Elevated slabs made of hybrid reinforced concrete: proposal of a new design approach in flexure. *Structural Concrete*, 2019, vol. 20, p. 52–67. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.201700278>.
 21. Monserrat-López A., Bairán J.M., de la Fuente A., Fernández Ruiz M. Resistance partial factor calibration for SFRC elements without shear reinforcement subjected to punching shear according to EN 1992–1-1:2023. *Engineering Structures*, 2025, vol. 343 (Part D), 121219. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.121219>.
 22. Nguyen-Minh L., Rovňák M., Tran-Quoc T., Nguyen-Kim K. Punching shear resistance of steel fibre reinforced concrete flat slabs. *Procedia Engineering*, 2011, vol. 14, pp. 1830–1837. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.230>.
 23. Tan K.H., Venkateshwaran A. Punching shear in steel fibre reinforced concrete slabs with or without traditional reinforcement. *ACI Structural Journal*, 2019, vol. 116, pp. 107–118. DOI: <https://doi.org/10.14359/51713291>.

Информация об авторах / Information about the authors

Владимир Евгеньевич Русанов, канд. техн. наук, доцент, генеральный директор, ООО «НИЦ Тоннельной ассоциации» г. Москва

Vladimir E. Rusanov, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, General Director of the Research Center of the Tunnelling Association LLC, Moscow
WoS ResearcherID: A-5349–2016
Scopus AuthorID: 56810805000
ORCID: 0000–0002–8199–7214
SPIN-код: 9041–1350
РИНЦ AuthorID: 649211
VLRUSANOV@MAIL.RU

Павел Сергеевич Мильчевский, заместитель генерального директора, ООО «НИЦ Тоннельной ассоциации» г. Москва

MILCHEVSKY.PS@NIZTA.RU
Pavel S. Milchevsky, Deputy General Director of the Research Center of the Tunnelling Association LLC, Moscow
WoS ResearcherID: PMW-7404–2026
Scopus AuthorID: 58567102800
ORCID: 0000–0003–1627–2142
SPIN-код: 7301–8285
РИНЦ AuthorID: 1145970

Станислав Русланович Айдаров, канд. техн. наук, доцент, научный консультант, ООО «НИЦ Тоннельной ассоциации» г. Москва

STANISLAV.AIDAROV@GMAIL.COM
Stanislav R. Aidarov, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Scientific Consultant, Research Center of the Tunnelling Association LLC, Moscow
WoS ResearcherID: KFR-4832–2024
Scopus AuthorID: 57223425064
ORCID: 0000–0001–5576–7215
SPIN-код: 4858–9160
РИНЦ AuthorID: 1236296

Павел Сергеевич Маслов, менеджер, эксперт технологии сталефибробетона, АО «Северсталь Менеджмент», г. Москва ps.masloff@yandex.ru

Pavel S. Maslov, manager, expert for steel fibre reinforcement technology, JSC “SEVERSTAL MANAGEMENT” Moscow
ORCID: 0009–0005–0241–8712
SPIN-код: 6802–5348

УДК: 69.04
EDN: KUKGAK

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-112-123](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-112-123)

Д.Ю. РУСАНОВ¹, С.А. СЕРБИН¹

¹ФГАОУ ВО «Уральский Федеральный Университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина»,
ул. Мира д. 19, г. Екатеринбург, 620002, Российская Федерация

О ПОИСКЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ УСИЛИЙ В НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЯХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ПО НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Аннотация

Введение. В статье проведен анализ напряженно-деформированных состояний (НДС) железобетонных элементов при расчете прочности нормальных сечений с применением нелинейной деформационной модели НДМ. Предложен способ описания осевых деформаций и усилий в виде параметров функций, а также введены критерии группирования деформированных состояний по признаку возникающих усилий. Предложен аналитический метод определения предельных усилий в нормальном сечении железобетонного элемента при расчете прочности по НДМ.

Цель. Разработка методики нахождения предельных усилий, при которых не происходит значительной деградации жесткости нормального сечения, в железобетонном элементе при расчете по НДМ, не требующей применения инструментов численного моделирования.

Результаты. Результаты проведенного исследования показали, что запись деформированных состояний сечения в виде параметров уравнения осевых деформаций позволяет описать механизмы НДМ в форме системы нелинейных уравнений, позволяющей выразить прямые аналитические зависимости для нахождения деформаций от усилий. Выявлена группа НДС нормальных сечений, которую можно охарактеризовать, с точки зрения усилий, как близкую к максимальным из возможных (порядка 90...100 % по изгибающему моменту), а с точки зрения жесткости – как границу, после пересечения которой наблюдается резкая деградация жесткостных характеристик сечения. Аналитические зависимости, описывающие выявленную группу, позволили отказаться от применения численных методов для определения предельных усилий по НДМ.

Выводы. Разработана методика определения предельных усилий в нормальном сечении железобетонных элементов при расчете по НДМ, не требующая применения инструментов численного моделирования. Сущность методики заключена в установленных взаимных зависимостях между параметрами уравнения деформированного состояния сечения, при которых в нем наблюдаются усилия, близкие к максимальным из возможных, а также не происходит резкой деградации жесткостных характеристик нормального сечения.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, нормальные сечения, расчет, прочность, нелинейная деформационная модель, предельные деформации, аналитические методы

Для цитирования: Русанов Д.Ю., Сербин С.А. О поиске предельных усилий в нормальных сечениях железобетонных элементов при расчете по нелинейной деформационной модели // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3 (634). С. 112–123. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-112-123](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-112-123). EDN: KUKGAK

Вклад авторов

Авторы внесли равный вклад в постановку задачи, проведение исследований и оценку результатов

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов

Поступила в редакцию 23.02.26

Поступила после рецензирования 30.03.26

Принята к публикации 02.04.26

D.Y. RUSANOV¹, S.A. SERBIN¹¹FSAEI HE Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltsin, Mira str., 19, Yekaterinburg, 620002, Russian Federation

ON THE SEARCH FOR LIMITING FORCES IN NORMAL SECTIONS OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WHEN CALCULATING USING A NONLINEAR DEFORMATION MODEL

Abstract

Introduction. The article analyses the stress-strain states of reinforced concrete elements when calculating the strength of normal sections using a nonlinear deformation model NDM, proposes a method for describing axial deformations and forced in the form of function parameters, introduces criteria for grouping deformed states based on emerging forces. An analytical method is proposed for determining the limiting forces in the normal section of a reinforced concrete element when calculating strength according to NDM.

Aim. Development of a methodology for finding the limiting forces at which there is no significant degradation of the rigidity of the normal section in a reinforced concrete element when calculating using the NDM, which does not require the use of numerical modeling tools.

Results. The results of the research showed that recording the deformed states of the section in the form of parameters of the axial deformation equation makes it possible to describe the mechanisms of NDM in the form of a system of nonlinear equations, which makes it possible to express direct analytical dependencies for finding deformations from forces. A group of stress-strain states of normal sections has been identified, which can be characterized, from the point of view of forces, as close to the maximum possible (about 90...100 % in bending moment), and from the point of view of rigidity – as a boundary, after crossing which a sharp degradation of the rigidity characteristics of the section is observed. Analytical dependencies describing the identified group made it possible to abandon the use of numerical methods to determine limiting forces according to NDM.

Conclusions. A method for determining the limiting forces in the normal section of reinforced concrete elements when calculating according to the NDM has been developed, which does not require the use of numerical models. The essence of the method lies in the established mutual dependencies between the parameters of equation of the deformed state of the section, at which forces close to maximum possible are observed in it, and there is no

sharp degradation of the rigidity characteristics of the normal sections.

Keywords: reinforced concrete structures, normal cross sections, calculation, strength, nonlinear deformation model, ultimate deformations, analytical methods

For citation: Rusanov D.Y., Serbin S.A. On the search for limiting forces in normal sections of reinforced concrete elements when calculating using a nonlinear deformation model. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3 (634), pp. 112–123. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3\(634\)-112-123](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3(634)-112-123). (In Russian) EDN: KUKGAK

Authors contribution statement

The authors made an equal contribution to the problem statement, research, evaluation of results.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interests

The authors declare no conflict of interest.

Received 23.02.26

Revised 30.03.26

Accepted 02.04.26

Введение

Нелинейной деформационной (далее – НДМ) называют модель расчета строительных конструкций, способную учитывать нелинейное поведение материала под нагрузкой.

Основным документом, нормирующим применение НДМ к расчетам железобетонных конструкций в РФ, является [1]. В нем предписывается определять усилия и деформации элемента при помощи сложной системы математических операторов, а также описывать сечение при помощи методов численного моделирования.

Математические операции, производимые численными моделями, отличаются трудоемкостью как поиска одного решения (состояния), так и увязки нескольких решений и нахождения взаимосвязей, а также создают противоречие: неустранимая погрешность модели тем ниже, чем выше ее сложность [2]. Вместе с этим данный метод полностью исключает возможность записи функциональной зависимости между вводными данными и результатом.

На этом фоне становится видна основная проблема применения численных методов к решению задач НДМ – непредсказуемость результата и сложность анализа: заранее оценить результат решения невозможно (его выполнимость, наличие или отсутствие корней)

ввиду сложности расчета и отсутствия записи обратных зависимостей, невозможно и оценить эффективность использования возможностей рассматриваемого сечения, допустимость отдельных состояний.

Для решения выявленной проблемы предлагается рассмотреть закономерности, лежащие в основе НДМ и механики деформируемого твердого тела, а именно – сами деформации и усилия в сечении.

Описание параметров деформаций и усилий нормального сечения

При соблюдении гипотезы плоских сечений осевая деформация в нормальном сечении может быть описана функцией (рис. 1):

$$\varepsilon_{(z)} = kz + \varepsilon_o \quad (1)$$

где k – относительная кривизна элемента, равная произведению абсолютной кривизны элемента и высоты сечения, численно равная разнице осевых перемещений крайних нижнего и верхнего волокон соответственно: $\varepsilon_n - \varepsilon_b$, м/м;

ε_o – осевое перемещение в точке начала координат z , м/м;

z – относительная координата точки в сечении, равная отношению абсолютной координаты z_{abs} к полной высоте сечения h , м/м.

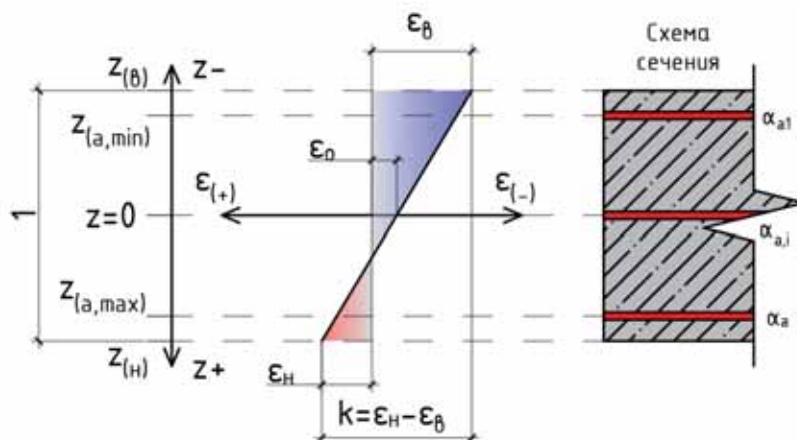


Рис. 1. Параметры осевой деформации нормального сечения
Fig. 1. Parameters of axial deformation of a normal section

При использовании численного интегрирования нормативными документами [1, 3] предписано производить проверку деформаций сечения по допустимости для его отдельных частей, из-за чего для анализа принимаются несколько статичных точек z_p , описывающих характер этих деформаций.

Данный подход непрактичен для аналитического решения, в связи с чем предлагается представлять осевые деформации сечения в виде вектора $\bar{D}$, координаты которого описывают параметры функции (1) в плоскости $(\varepsilon_o; k)$:

$$\varepsilon_{(z)} = \bar{D} = \begin{bmatrix} k \\ \varepsilon_o \end{bmatrix} \leftarrow \begin{matrix} z^1 \cdot k \\ z^0 \cdot \varepsilon_o \end{matrix} \quad (2)$$

Подобная (1) форма записи усилий в сечении приведена в [1, ф (8.33)]:

$$M_{(z)} = N \cdot z_{abs} + M_o, \quad (3)$$

где N – результирующая продольная сила, действующая в сечении, Н;

M_o – значение изгибающего момента в сечении, полученное относительно точки z , Нм;

z_{abs} – координата точки приложения продольной силы N , м.

Данная форма записи позволяет описать $M_{(z)}$ в виде вектора, однако для унификации решения для различных классов бетона, характеристик положения и количества арматуры в сечении, требует преобразования в относительные величины по методике, схожей с [4]:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h} \quad (4)$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h^2} \quad (5)$$

$$\alpha_{a,i} = \frac{N_{s,i}}{R_b \cdot b \cdot h} = \frac{R_s \cdot A_{s,i}}{R_b \cdot b \cdot h} \quad (6)$$

$$\eta_{a,i} = \frac{a_i}{h} \quad (7)$$

где α_n – силовой коэффициент продольной силы, безразмерная;

α_m – силовой коэффициент изгибающего момента, безразмерная;

N – продольная сила, кН;

M – изгибающий момент, кНм;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа;

b – ширина бетонного сечения, м;

h – полная высота бетонного сечения, м.

$\alpha_{a,i}$ – силовой коэффициент i -й зоны армирования сечения;

R_s – расчетный предел текучести арматуры, МПа;

$A_{s,i}$ – площадь i -й зоны армирования сечения, м²;

a_i – привязка i -й зоны армирования к верхней грани сечения, м;

$\eta_{a,i}$ – то же, отнесенное к высоте сечения.

Из чего уравнение (3) принимает вид:

$$\alpha_{m(z)} = \bar{R} = \begin{bmatrix} \alpha_n \\ \alpha_{m,0} \end{bmatrix} \leftarrow \begin{matrix} z^1 \cdot \alpha_n \\ z^0 \cdot \alpha_{m,0} \end{matrix} \quad (8)$$

где $\bar{R}$ – вектор реактивных усилий в сечении, в плоскости координат (α_n ; $\alpha_{m,0}$);

$\alpha_{m,0}$ – значение M_o , описанное в относительных величинах.

Для нахождения реальных усилий в (8) следует на место z подставить координату центра тяжести сечения z_c , однако следует помнить, что для различных деформированных состояний сечения координата z_c не будет постоянной, как при упругой постановке задачи, что описано в учебных пособиях [5, 6] и подтверждается исследованием [10].

При внимательном рассмотрении уравнения (3) можно заметить, почему в большом количестве

работ [7, 8, 9] приводится сравнение для напряженно-деформированного состояния (далее – НДС) чистого изгиба – при $N = 0$ оно принимает вид:

$$M_{(z)} = M_o = C$$

или

$$\alpha_{m(z)} = \alpha_{m,0} = C,$$

при котором ошибка в определении z_c (или ее сдвиг при переходе из одного деформированного состояния в другое) не играет роли – функция $M_{(z)}$ постоянна для любой точки отсчета, как и жесткостные характеристики сечения.

Следует отметить, что далее в работе под словами «деформация» и «усилие» будут подразумеваться точки в системах координат параметров (k ; ϵ_o) и (α_n ; $\alpha_{m,0}$) соответственно, описывающие векторы функций (2, 8).

Взаимосвязь усилий – деформаций и нелинейная работа материалов

Векторная форма записи деформаций (2) и усилий (8) позволяет говорить о том, что при описании одного и того же НДС сечения в одной и той же системе координат z , взаимосвязь между ними возможно представить в виде матриц, вида:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k \\ \epsilon_o \end{bmatrix} = A \cdot \bar{D} = \bar{R} = \begin{bmatrix} \alpha_n \\ \alpha_{m,0} \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\frac{1}{\det A} \begin{bmatrix} a_{22} & -a_{12} \\ -a_{21} & a_{11} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_n \\ \alpha_{m,0} \end{bmatrix} = A^{-1} \cdot \bar{R} = \bar{D} = \begin{bmatrix} k \\ \epsilon_o \end{bmatrix} \quad (10)$$

где A – матрица преобразования деформаций в усилия;

A^{-1} – то же, усилий в деформации;

a_{ij} – коэффициенты матрицы A .

Очевидно, что данные матрицы в виде массива коэффициентов СЛАУ возможны к записи только в случае соблюдения закона Гука, то есть линейной зависимости между напряжениями–деформациями. НДМ позволяет учитывать нелинейное поведение систем при помощи диаграмм деформирования материалов. В рамках данной статьи рассматриваются двухлинейные диаграммы арматуры (рис. 2а) и бетона (рис. 2б).

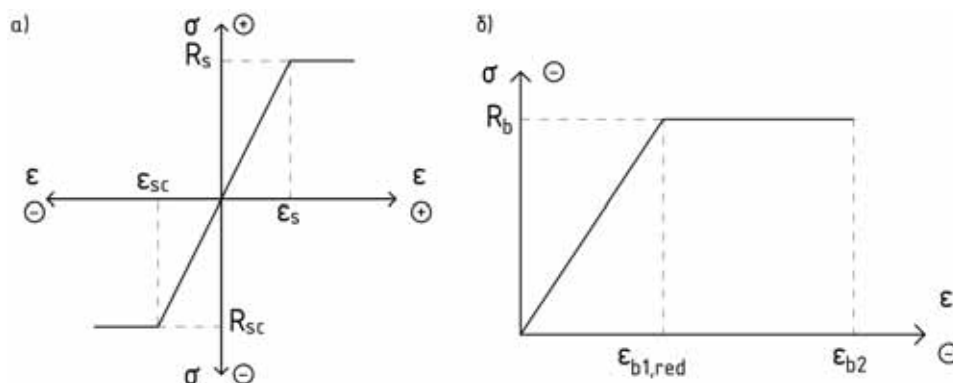


Рис. 2. Схема применяемых диаграмм состояния материалов: а – арматуры, б – бетона
Fig. 2. Scheme of the applied diagrams of the state of materials: а – reinforcement, б – concrete

В случае проявления нелинейных свойств материалов матрицы (9, 10) принимают вид системы нелинейных уравнений (далее СНУ):

$$\begin{cases} k = f(\alpha_n, \alpha_{m,0}) \\ \varepsilon_0 = g(\alpha_n, \alpha_{m,0}) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha_n = p(k; \varepsilon_0) \\ \alpha_{m,0} = q(k; \varepsilon_0) \end{cases} \quad (11)$$

где f, g – функции преобразования усилий в деформации;

p, q – то же, деформаций в усилия.

При этом запись СНУ в явном виде для p и q возможна и зависит от выбранных диаграмм деформирования, приведена в общем виде далее (18).

Условие монотонности и деградация жесткости

При внимательном рассмотрении диаграмм деформирования материалов (рис. 2) можно заметить, что жесткость материалов, составляющих железобетонное сечение, описывается нелинейной зависимостью, у которой с нарастанием модуля деформаций $|\varepsilon|$, модуль упругости $E_{(\varepsilon)} = \sigma_{(\varepsilon)}/\varepsilon$ либо остается прежним, либо уменьшается, то есть:

$$(\forall \varepsilon_i \in [\varepsilon])(\exists |\varepsilon_j| > |\varepsilon_i|)(\varepsilon_j \in [\varepsilon]): \left(\frac{\sigma_j}{\varepsilon_j} = E_j \leq E_i = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \right) \quad (12)$$

Из вышесказанного следует, что описываемые диаграммы деформирования должны соблюдать условие монотонности, определяемый, как:

$$(\forall \varepsilon_i \in [\varepsilon])(\exists \varepsilon_j > \varepsilon_i)(\varepsilon_j \in [\varepsilon]): (\sigma_j \geq \sigma_i) \quad (13)$$

и необходимый, главным образом, для соблюдения требования биективности преобразований (9...11). В общем случае монотонность диаграммы нарушается вследствие: разрушения бетона от чрезмерных деформаций сжатия, разрыва арматурных стержней, работы бетона на растяжение вблизи трещины.

В нормативной документации превышение деформаций разрыва арматуры или сжатого разрушения бетона запрещено согласно [1, п. 8.1.24], но трещинообразование для бетона является естественным и, часто, допустимым явлением. Здесь соблюдение монотонности предлагается достигнуть пренебрежением растянутой работой бетона в виду его малой доли в общей работе нормального сечения, а также [1, п. 8.1.20].

Следует отметить, что для любой другой диаграммы состояний материалов условие монотонности будет выполнено при соблюдении описанных выше ограничений.

При соблюдении условия монотонности (13) и снижения модуля упругости (12) можно отметить следующее: пусть существуют два вектора $\bar{R}_i, \bar{R}_j$, такие, что $\bar{R}_i + \bar{r} = \bar{R}_j$, где $\bar{r}$ ($\Delta \alpha_n = 0; \Delta \alpha_{m,0} > 0$) и соответствующие им $\bar{D}_i + \bar{b} = \bar{D}_j$, где $\bar{b}$ ($\Delta k > 0; \Delta \varepsilon_0$), тогда справедливо:

$$\frac{\alpha_{m,0,i}}{k_i} \geq \frac{\alpha_{m,0,j}}{k_j} \quad (14)$$

То есть увеличение кривизны k не может привести к увеличению жесткостных характеристик сечения. Таким образом функция жесткости, описываемая на некоторой линии усилий $\alpha_n = \text{const}$ будет монотонной

и невозрастающей в направлении от нейтральной оси $k = 0$. Подтверждение данной гипотезы наглядно продемонстрировано далее (рис. 6).

Группировка деформированных состояний

Поскольку СНУ (11) должна описывать приближенное к реальному поведение материалов, всегда будет существовать конечный вектор $\bar{R}(\alpha_n; \alpha_{m,0})$, соответствующий экстремуму возможных усилий в нормальном сечении. На основе этого утверждения предлагается разделить НДС сечения на математически невозможные (в плоскости $(k; \varepsilon_0)$ не существует вектора $\bar{D}$, способного описать усилие $\bar{R}$) и возможные (то же, $\bar{D}$ существует).

Математически возможные состояния также следует разделить на две группы: допустимые и экстремальные. Под экстремальными в статье подразумеваются состояния, при которых сечение проявляет чрезмерную пластичность, которую можно описать малым приращением аргумента усилия от приращения деформации, то есть малым значением секущего модуля упругости E_{sh} сечения:

$$E_{sh} = \frac{d\alpha_{m,0}}{dk \cdot I_{(k;\varepsilon_0)}} \quad (15)$$

Или

$$E_{sh} = \frac{d\alpha_n}{d\varepsilon_0 \cdot A_{(k;\varepsilon_0)}}$$

где $d\alpha_{m,0}$ – дифференциал изгибающего момента $\alpha_{m,0}$ в точке $(k; \varepsilon_0)$ по направлению dk ;

$d\alpha_n$ – дифференциал продольной силы α_n в точке $(k; \varepsilon_0)$ по направлению $d\varepsilon_0$;

$I_{(k;\varepsilon_0)}$ – функция момента инерции, включенной в работу части сечения;

$A_{(k;\varepsilon_0)}$ – функция площади, включенной в работу части сечения.

Или любой комбинацией приращения двух аргументов относительно двух переменных при помощи градиента (секущей E_{sh} по искомому направлению).

Очевидно, что область допустимых деформаций меньше, чем область возможных, по этой причине она является подмножеством возможных деформаций. Деформированные состояния (далее – ДС), находящиеся на границе допустимых и экстремальных, далее предлагается называть предельными.

Предельные деформированные состояния (далее – ПДС) можно охарактеризовать как значения $\bar{D}_{ult}(k; \varepsilon_0)$, соответствующие почти полному исчерпанию несущей способности по аргументу α_n или $\alpha_{m,0}$ (16) и резким падением жесткости сечения при его превышении (17): пусть $\alpha_{m,ult}$ – некоторое значение изгибающего момента при предельном состоянии, $\alpha_{m,max}$ – некоторое максимальное из возможных значений изгибающего момента, а k_{ult}, k_{max} – соответствующие им значения кривизн элемента, тогда справедливо:

$$\frac{\alpha_{m,ult}}{\alpha_{m,max}} = 0,9 \dots 1,0 \quad (16)$$

$$E_{sh(\alpha_{m,ult-})} = \lim_{\alpha_{m,0} \rightarrow \alpha_{m,ult-}} \left(\frac{d\alpha_{m,0}}{dk \cdot I(k; \epsilon_0)} \right) \gg \lim_{\alpha_{m,0} \rightarrow \alpha_{m,ult+}} \left(\frac{d\alpha_{m,0}}{dk \cdot I(k; \epsilon_0)} \right) = E_{sh(\alpha_{m,ult+})} \quad (17)$$

Предложенная методика классификации деформированных состояний, а также линия, описывающая множество ПДС сечения приведены на рисунке 3.

Вырождение системы нелинейных уравнений
В общем виде уравнения СНУ (11), описывающие зависимость усилий от деформаций, имеют вид:

$$\begin{cases} \alpha_n = \sum \left(\alpha_{a,i} \frac{\epsilon_{a,i}}{\epsilon_s} \right) + \alpha_{b,el} + \alpha_{b,spl} + \alpha_{b,pl} \\ \alpha_{m,0} = \sum \left(\alpha_{a,i} \frac{\epsilon_{a,i}}{\epsilon_s} z_{a,i} \right) + \alpha_{b,el} z_{b,el} + \alpha_{b,spl} z_{b,spl} + \alpha_{b,pl} z_{b,pl} \end{cases} \quad (18)$$

где $\alpha_{b,el}$ – силовой коэффициент продольной силы, приходящейся на упругую стадию работы бетона (индекс «el» = elastic);

$\alpha_{b,spl}$ – то же, на упруго-пластичную стадию, при ее наличии на диаграмме состояний бетона (индекс «spl» = semiplastic);

$\alpha_{b,pl}$ – то же, на пластичную стадию (индекс «pl» = plastic);

$z_{b,el}$ – координата приложения силы, равнодействующей $\alpha_{b,el}$;

$z_{b,spl}$ – то же, для $\alpha_{b,spl}$;

$z_{b,pl}$ – то же, для $\alpha_{b,pl}$.

При этом каждый из членов правой части СНУ (18) представляет собой рациональную функцию от двух переменных: k и ϵ_0 . Для любой диаграммы деформирования решение такой системы сводится к уравнению степени 5 и выше, из-за чего аналитический поиск корней в радикалах невозможен (теорема Абеля–Руффини) и система требует дополнительного анализа.

По этой причине следует обратить пристальное внимание к признакам определения ПДС: условие (17) выполнимо при разрыве производной, что невозможно для аналитической модели бетона в сечении – он определен по всей высоте сечения и пластические свойства проявляет аффинно. Напро-

тив – арматура в сечении упрощена до материальной точки некоторой площади A_s (параметра $\alpha_{a,i}$), и потому начало пластической работы за границами ϵ_s (и ϵ_{sc}) приведет к выполнению условия (17), поэтому во всяком предельном ДС сечения известна деформация одного из арматурных стержней, которая численно равна ϵ_s или ϵ_{sc} .

В этом случае решение сводится к поиску линии на плоскости ($k; \epsilon_0$) с известным соотношением параметров, из-за чего степень искомого уравнения снижается, а система вырождается до одной неизвестной.

Описание предельных НДС в плоскости деформаций

Для описания предельных деформаций в нормальном сечении допустим, что число слоев армирования составляет $i \geq 2$, не расположенных на одной и той же координате $z_{a,i}$, тогда согласно рис. 2, координаты слоев армирования:

→ крайнего нижнего – $z_{a,max} = \max z_{a,i}$;

→ крайнего верхнего – $z_{a,min} = \min z_{a,i}$.

Согласно условию вырождения СНУ (18), у всякого ПДС известна деформация хотя бы одной из точек: $\epsilon_{(z_{a,max})} = \epsilon_s$ или $\epsilon_{(z_{a,min})} = \epsilon_{sc}$. Существует особое ПДС, при котором оба этих условия выполняются, назовем возникающее при его соблюдении усилие $\alpha_{n,med}$, тогда для всякого усилия $\alpha_n \leq \alpha_{n,med} - \epsilon_{(z_{a,max})} = \epsilon_s$, а соотношение k_{ϵ_0} принимает вид:

$$k_{ult} = (\epsilon_s - \epsilon_0) / z_{a,max} \quad (19)$$

Напротив, для $\alpha_n \geq \alpha_{n,med}$:

$$k_{ult} = (\epsilon_{sc} - \epsilon_0) / z_{a,min} \quad (20)$$

Нахождение $\alpha_{n,med}$ при известных осевых деформациях сечения представляет собой тривиальную задачу. Зависимость (20) описывает восходящую ветвь графика несущей способности, а (21) – нисходящую ветвь.

В нормативной документации величиной $\epsilon_{b,ult}$ ограничивается деформация самого сжатого волокна в сечении [1]. Практика расчетов показывает, что данное требование соблюдается при $a/h = a'/h \leq 20\%$ для всех описанных выше предельных состояний.

Аналитическое определение предельных усилий

Любое ПДС можно определить, как множество $\bar{D}_{ult}(k; \epsilon_0)$ с известным соотношением параметров

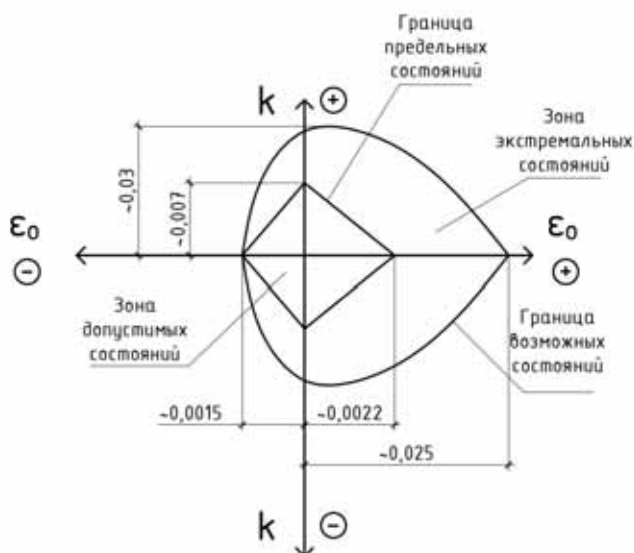


Рис. 3. Классификация деформированных состояний сечения
Fig. 3. Classification of deformed states of the section

(19, 20). В этом случае одна неизвестная может быть выражена через другую и СНУ (18) может быть упрощена до функции, имеющей вид:

$$ak^2 + bk + c = 0 \quad (21)$$

где a, b, c – коэффициенты канонического квадратного уравнения, зависящие от расчетного случая и подгрупп ПДС, при этом $b_{(\alpha_n)}$.

Уравнение (21) возможно представить в виде полинома:

$$(k - k_1)(k - k_2) = 0$$

Где:

$$k_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

При этом один и только один из корней корректно описывает ряд предельных НДС сечения, при чем, внутри одной подгруппы, всегда один и тот же.

Решение уравнения (21) дает корень для искомого ПДС сечения при заданном усилии α_n , значение ϵ_o определяется на основании (19, 20), а значение – на основании полученных деформаций k, ϵ_o .

Следует отметить, что изложенные выше принципы расчета применимы к любой кусочно-линейной диаграмме состояний материалов сечения при незначительной доработке.

Пример решения по заданному усилию

Описанные выше положения требуют демонстрации на примере.

Пусть к проверке ряда состояний дан прямоуголь-

ный железобетонный элемент с двумя зонами армирования (нижней и верхней) такой, что:

→ ширина и высота сечения – $b = h = 400$ мм;

→ арматура класса – А500: $R_s = 435$ Мпа; $R_{sc} = 400$ Мпа; $E_s = 200000$ Мпа;

→ класс бетона – В40: $R_b = 22,0$ Мпа;

→ характеристики армирования: $a = a' = 40$ мм; $A_s = A_{sc} = 1500$ мм²; $\alpha_a = \alpha_{a1} = 0,185369$; $z_a = 0,4$; $z_{a1} = -0,4$;

→ точкой отсчета (началом координат z) принята середина бетонного сечения.

Требуется построить график несущей способности нормального сечения и обосновать соблюдение условий (16, 17) для описанных зависимостей предельных деформаций (19, 20). Диаграммы деформирования принимаем двухлинейные (рис. 2). График несущей способности построим по заданным множествам параметров: деформации ϵ_o (22) и усилия α_n (23):

$$\{\epsilon_o; 0,002; 0,0015; \dots; -0,0015; -0,00175|\epsilon_o\} \quad (22)$$

$$\{2\alpha_n; 0,2; 0; -0,2; \dots; -1,2|\alpha_n\} \quad (23)$$

Для множества (22) из зависимостей (19), (20) определено соответствующее множество $\{k_{ult}\}$, на основании полученных деформаций построен график в плоскости $(\alpha_n; \alpha_{m,0})$. Результаты расчета приведены в таблице 1. График несущей способности приведен на рис. 4.

Перевод данных из относительных величин в абсолютные по (4, 5) с учетом исходных данных задачи:

$$1\alpha_n \Leftrightarrow 3520 \text{ кН}; 1\alpha_m \Leftrightarrow 1408 \text{ кНм}$$

Таблица 1

Результаты расчета предельных деформированных состояний сечения по ряду заданных перемещений ϵ_o (22)

Table 1

Results of calculating the ultimate deformation states of a section for a series of specified displacements ϵ_o (22)

№ поз.	ϵ_o	k_{ult}	ϵ_n	ϵ_b	α_n	$\alpha_{m,ult}$	$N, \text{ кН}$	$M, \text{ кНм}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	0,002175	0,000000 (по 19)	0,002175	0,002175	0,370739	0	1305	0
2	0,002000	0,000438 (по 19)	0,002219	0,001781	0,340909	0,011932	1200	16,8
3	0,001500	0,001688 (по 19)	0,002344	0,000656	0,255682	0,046023	900	64,8
4	0,001000	0,002938 (по 19)	0,002469	-0,00047	0,145521	0,091254	512,2	128,5
5	0,000500	0,004188 (по 19)	0,002594	-0,00159	-0,116265	0,189305	-409,3	266,5
6	0,000000	0,005000 (по 20)	0,002500	-0,00250	-0,350000	0,246364	-1232	346,9
7	-0,000500	0,003750 (по 20)	0,001375	-0,00238	-0,518561	0,218384	-1825,3	307,5
8	-0,001000	0,002500 (по 20)	0,00025	-0,00225	-0,770455	0,173182	-2712	243,5
9	-0,001500	0,001250 (по 20)	-0,00088	-0,00213	-1,15152	0,068813	-4053,4	96,8

Для множества (23) на основании (19, 20, 21) определены соответствующие множества $\{k_{ult}(\alpha_n)\}$ и $\{\epsilon_o(k_{ult})\}$, после чего найдено множе-

ство усилий $\{\alpha_n; \alpha_{m,0}\}$. Результаты расчета приведены в таблице 2 и на графике несущей способности (рис. 4).

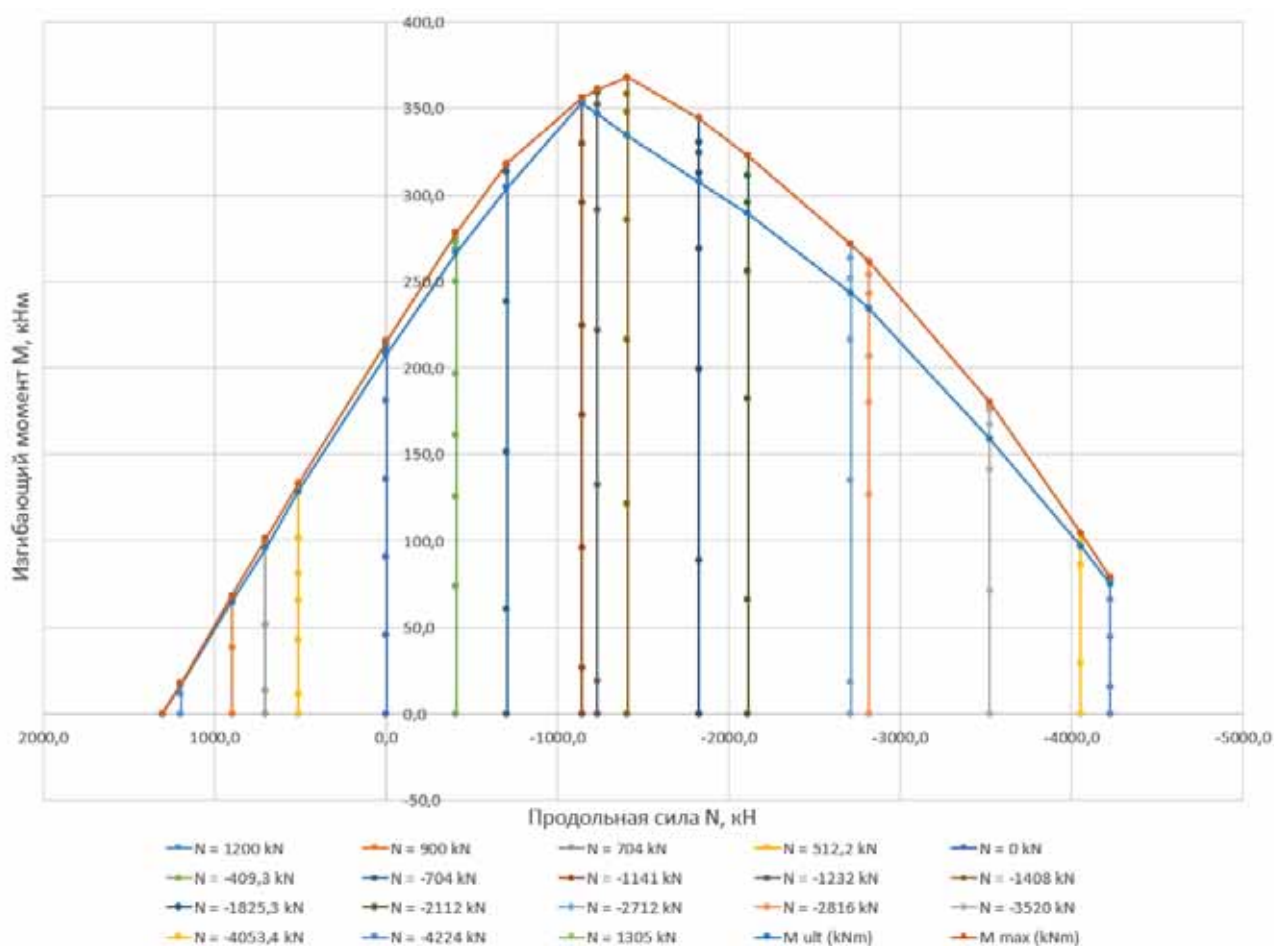


Рис. 4. Графики несущей способности по линиям M_{ult} , M_{max}
 Fig. 4. Graphs of bearing capacity along the lines M_{ult} , M_{max}

Таблица 2

Результаты расчета предельных деформированных состояний сечения по множеству заданных α_n (23)

Table 2

Results of calculating the ultimate deformation states of a section for a set of specified α_n (23)

№ поз.	ε_o	k_{ult}	ε_n	ε_b	α_n	$\alpha_{m,ult}$	N , кН	M , кНм
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	0,002175	0,000000 (по 19)	0,002175	0,002175	0,370739	0,000000	1305	0
2	0,001175	0,002497 (по 19)	0,002424	-0,00007	0,200000	0,068355	704	96,1
3	0,000698	0,003692 (по 19)	0,002544	-0,00115	0,000000	0,147862	0	208,1
4	0,000348	0,004567 (по 19)	0,002632	-0,00194	-0,200000	0,216093	-704	304,3
5	-0,000160	0,004592 (по 20)	0,002133	-0,00246	-0,400000	0,237631	-1408	334,5
6	-0,000690	0,003271 (по 20)	0,000944	-0,00233	-0,600000	0,205293	-2112	289,1
7	-0,001040	0,002393 (по 20)	0,000154	-0,00224	-0,800000	0,166432	-2816	234,3
8	-0,001300	0,001754 (по 20)	-0,00042	-0,00218	-1,000000	0,113126	-3520	159,3
9	-0,001570	0,001074 (по 20)	-0,00103	-0,00211	-1,200000	0,053328	-4224	75,1

Следует отметить, что данные таблиц 1, 2 получены строго аналитически, без применения численных методов.

Доказательство точности расчетных положений

Для доказательства точности изложенных выше расчетных положений, применены численные

методы, а именно: для каждого из значений α_n , изложенных в таблицах 1, 2, рассмотреть множество вариантов ДС, с целью поиска максимального из возможных значений изгибающего момента $\alpha_{m,max}$, а также с целью анализа жесткостных характеристик сечения по (15).

Данные таблиц 1, 2 для удобства представления информации объединены и отсортированы по убыванию α_n в таблице 3 вместе с результатами поиска усилий $\alpha_{m,max}$ и соответствующих им деформаций $\bar{D}(k; \varepsilon_o)$.

Результаты численного поиска $\bar{D}(k; \varepsilon_o)$ для $M_{max(N)}(\alpha_{m,max})$, а также значения приведены на рисунке 4.

Таблица 3

Результаты поиска и анализа экстремальных состояний, сравнение с характеристиками предельных состояний

Table 3

Results of the search and analysis of extreme states, comparison with the characteristics of limit states

№ поз.	N, кН	M_{ult} , кНм	M_{max} , кНм	$\frac{M_{ult}}{M_{max}}$, %	$\varepsilon_{o,max}$	k_{max}	EI_{ult} , МН·м ²	EI_{max} , МН·м ²	$\frac{EI_{ult}}{EI_{max}}$, %
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	1305	0,0	0	100	0,002175	0,000000	15,36	0,00	0
2	1200	16,8	17,6	95	0,013381	0,028663	15,27	0,25	2
3	900	64,8	68,3	95	0,013096	0,029691	15,34	0,92	6
4	704	96,1	101,4	95	0,012788	0,030076	15,40	1,35	9
5	512	128,4	132,7	97	0,012631	0,03082	17,43	1,72	10
6	0	208,1	215,5	97	0,009487	0,025974	22,39	3,32	15
7	-409	266,6	278,5	96	0,005408	0,017816	25,44	6,25	25
8	-704	304,3	318,3	96	0,002835	0,012670	26,58	10,05	38
9	-1141	353,1	355,9	99	0,000546	0,008091	27,07	17,60	65
10	-1232	346,9	361,1	96	0,000269	0,007537	27,69	19,16	69
11	-1408	334,5	368,1	91	-0,00019	0,006613	29,11	22,27	77
12	-1825	307,5	344,4	89	-0,00067	0,005668	32,77	24,30	74
13	-2112	289,1	322,7	90	-0,000905	0,005189	35,21	24,87	71
14	-2712	243,5	271,4	90	-0,001332	0,004336	38,97	25,03	64
15	-2816	234,3	261,6	90	-0,001396	0,004201	39,07	24,87	64
16	-3520	159,3	180,3	90	-0,001773	0,003455	36,17	20,88	58
17	-4053	96,8	104,1	93	-0,001840	0,002320	30,83	17,94	58
18	-4224	75,1	79,1	95	-0,001891	0,002017	27,79	15,68	56

Примечания:

1. Данные о параметрах (k_{ult} ; $\varepsilon_{o,ult}$) приведены в табл. 1, 2.
2. Значение EI_{max} в строке 1 определено при помощи пределов.

Результаты численного поиска $M_{max(N)}$ (табл. 3) показали, что условие (16) выполняется, минимальное значение соотношения предельного и экстремального изгибающих моментов составило 90 %. Выполнение условия (17) можно отследить на графиках (рис. 5, 6) – для любого N наблюдается резкая деградация жесткости сечения после превышения предельного изгибающего момента $M_{ult(N)}$, что подтверждает гипотезу (14). Сравнительный анализ характеристик сечения

для линий $M_{ult(N)}$ и $M_{max(N)}$ (рис. 4) также показал существенное отличие конечных значений изгибных жесткостей (рис. 7) при малом (менее 10 %) отличии значений самих аргументов $M_{ult(N)}$ и $M_{max(N)}$ (рис. 4).

Следует отметить, что в табл. 3 приведены состояния, соответствующие полному спектру значений продольной силы N в рассматриваемом сечении – от предельного растяжения [1, 8.1.18] до предела устойчивости [1, п. 8.1.16].

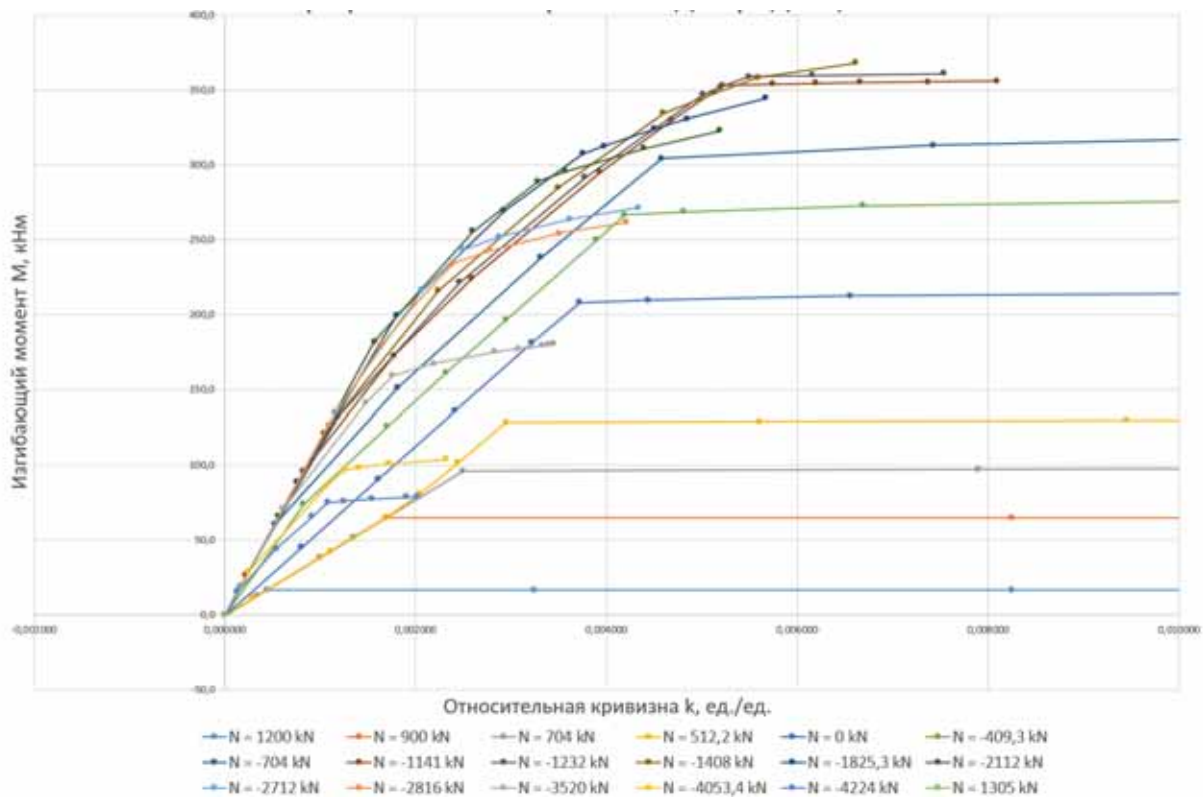


Рис. 5. График «момент–кривизна» для рассматриваемых состояний $N_i = \text{const}$
 Fig. 5. The "moment–curvature" graph for the considered states $N_i = \text{const}$

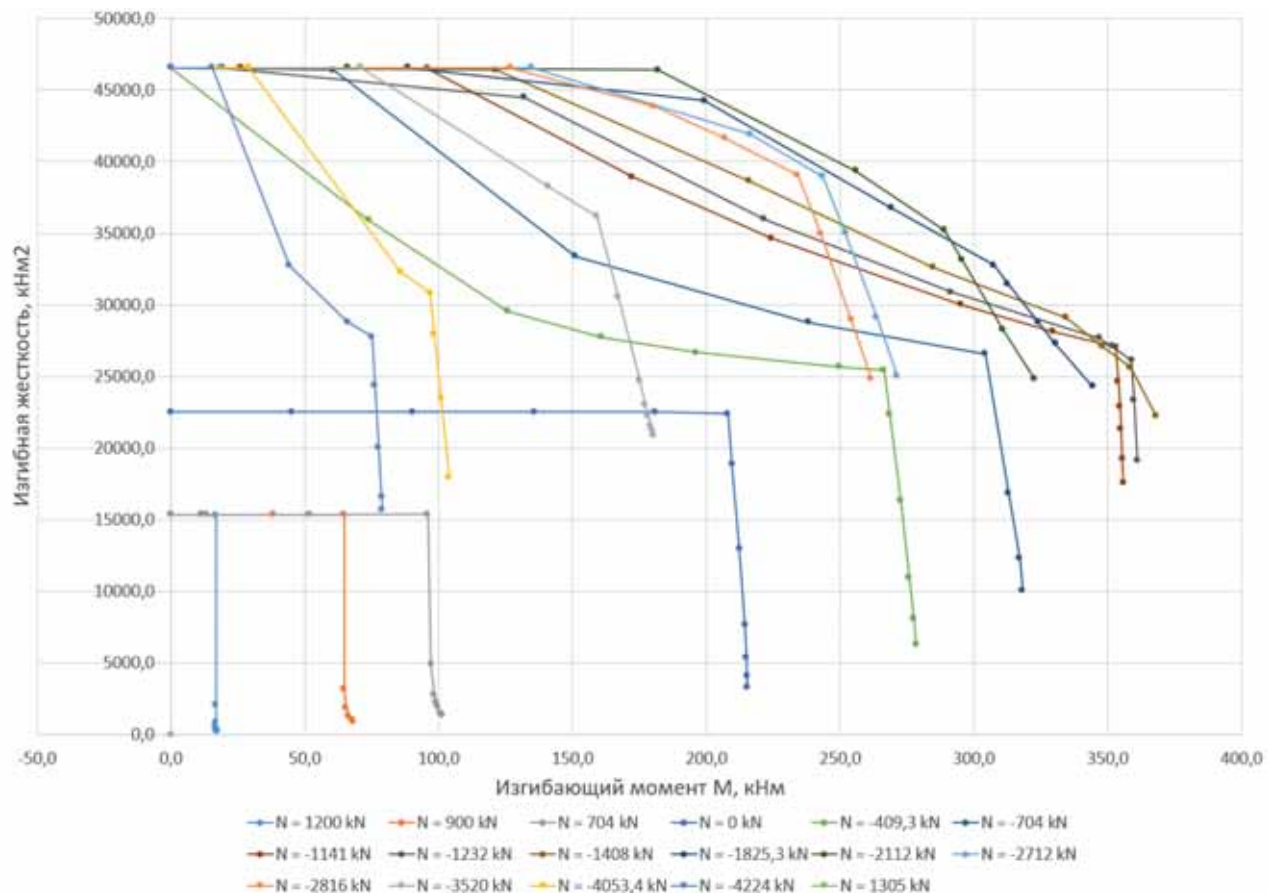


Рис. 6. График деградации жесткости для рассматриваемых состояний $N_i = \text{const}$
 Fig. 6. Graph of stiffness degradation for the considered states $N_i = \text{const}$

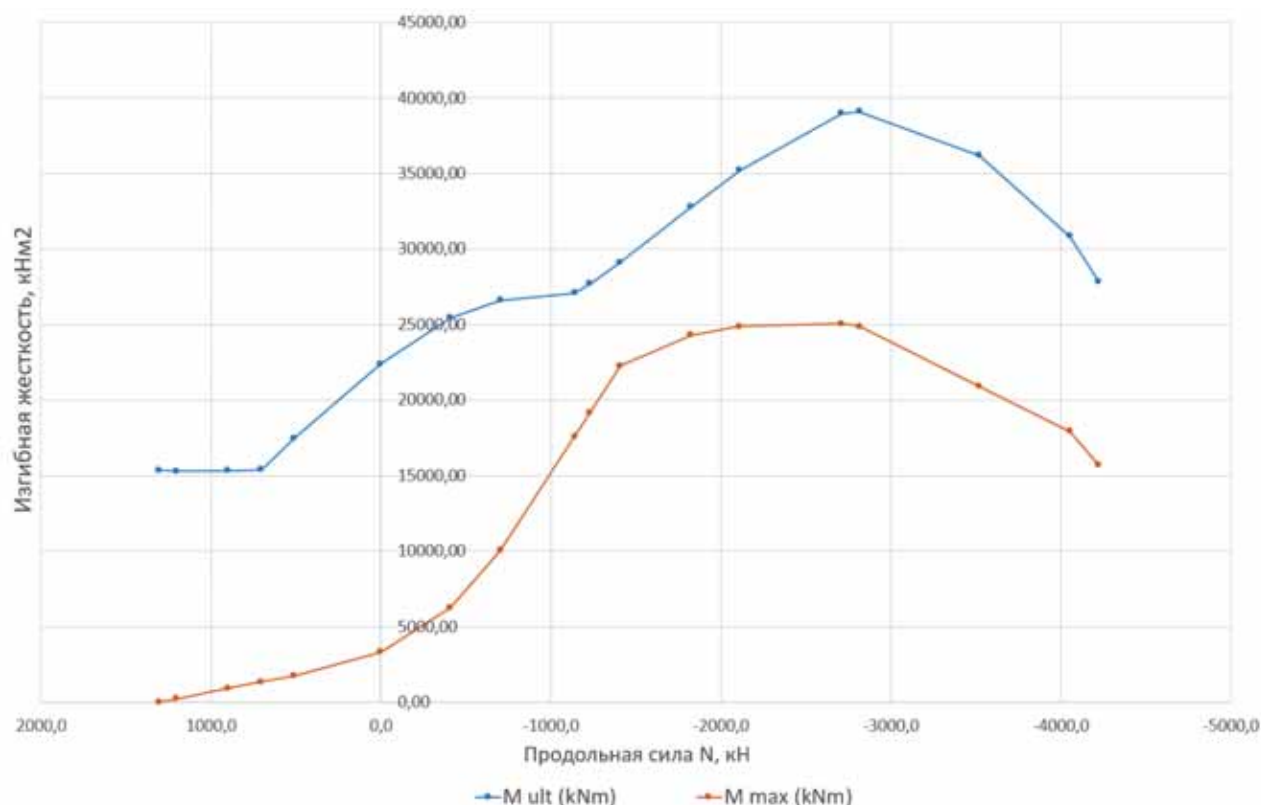


Рис. 7. График изгибной жесткости для линий M_{ult} , M_{max}
 Fig. 7. Graph of bending stiffness for lines M_{ult} , M_{max}

Результаты

Результаты проведенного исследования показали, что запись деформированных состояний сечения в виде параметров уравнения осевых деформаций позволяет описать механизмы НДМ в форме системы нелинейных уравнений, позволяющей выразить прямые аналитические зависимости для нахождения деформаций от усилий. Выявлена группа НДС нормальных сечений, которую можно охарактеризовать, с точки зрения усилий, как близкую к максимальным из возможных (порядка 90...100 % по изгибающему моменту), а с точки зрения жесткости – как границу, после пересечения которой наблюдается резкая деградация жесткостных характеристик сечения. Аналитические зависимости, описывающие выявленную группу, позволили отказаться от применения численных методов для определения предельных усилий по НДМ.

Выводы

Предложена методика определения предельных усилий в нормальном сечении железобетонных элементов при расчете по НДМ, не требующая применения инструментов численного моделирования.

Выполнена верификация методики при помощи численного моделирования групп состояний, наглядно демонстрирующих резкую деградацию жесткостных характеристик сечения за пределами предельных усилий, определяемых разработанной методикой.

Дальнейшее исследование может быть направлено на поиск подобных зависимостей параметров

уравнения деформированных состояний сечения для поиска предельных косо-внецентренно приложенных нагрузок (поверхность несущей способности по НДМ), а также на детальное описание процессов, происходящих внутри области усилий и деформаций, ограниченных в области, установленной данной методикой.

Список литературы

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003. Москва: Стандартинформ, 2019. URL: <https://docs.cntd.ru/document/554403082?ysclid=mpnt1e4q7t209731282>
2. Тарасенко Е.О., Алиханова А.А., Гладков А.В. Численные методы: учебник. Ставрополь: Изд-во СКФУ, 2022. 261 с.
3. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции». Актуализированная редакция СНиП II-23–81 (с изменениями № 1–6). URL: <https://docs.cntd.ru/document/456069588?ysclid=mpnt3el02p682684689>
4. Круглые сечения // Расчет железобетонных элементов без предварительно напряженной арматуры: пособие к СП 63.13330 / под общ. ред. Н.Н. Трекина. М.: Минстрой России, 2015. С.115–117.
5. Ильюшин А.А. Пластичность. Ч.1. Упруго-пластические деформации. М.: Логос, 2004. 388 с.
6. Ильюшин А.А. Труды (1946–1966). Т.2. Пластичность / Составители Е.А. Ильюшина, М.Р. Короткина. М.: ФИЗМАТЛИТ, 2004. 480 с.

7. Коянкин А.А. О расчёте железобетонных изгибаемых элементов на основе нелинейной деформационной модели // *Academia. Архитектура и строительство*. 2025, № 1. С. 152–159. DOI: <https://doi.org/10.22337/2077-9038-2025-1-152-159>.
8. Ерышев В.А., Косков М.Ю. К методике определения момента трещинообразования изгибаемых железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели // *Вестник НГИЭИ*. 2017. Т. 79. № 12. С. 32–42.
9. Рязанов М.А., Шишов И.И., Рощина С.И., Лукин М.В. Расчет изгибаемых элементов с учетом физической нелинейности деформирования // *Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова*. 2016. № 12. С. 58–63. DOI: <https://doi.org/10.12737/22764>.
10. Гаджиев М.А. Прочность и устойчивость железобетонных стержневых элементов с применением нелинейных диаграмм деформирования материалов при кратковременном и длительном нагружениях: автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. Баку, 2007. 37 с.
7. Koyankin A.A. On the Calculation of Reinforced Concrete Bending Elements Based on a Nonlinear Deformation Model. *Academia. Architecture and construction*, 2025, no. 1, pp. 152–159. DOI: <https://doi.org/10.22337/2077-9038-2025-1-152-159>.
8. Erishev V.A., Koskov M.Y. Towards a method for determining the moment of crack formation of bending reinforced concrete elements using a nonlinear deformation model. *Bulletin NGIEU*, 2017, vol. 79, no. 12, pp. 32–42. (In Russian).
9. Ryazanov M.A., Shishov I.I., Roshina S.I., Lukin M.V. Calculation of the bending elements with allowance for the physical nonlinearity of the strain. *Bulletin BSTU named after V.G. Shukhov*, 2016, no. 12, pp. 58–63. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.12737/22764>.
10. Gadjeiev M.A. Strength and stability of reinforced concrete rod elements using nonlinear diagrams of material deformation under short-term and long-term loading [dissertation]. Baku. 2007. 37 p.

References

1. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General Provisions. Moscow: Stroyinform; 2019. (In Russian). URL: <https://docs.cntd.ru/document/554403082?ysclid=mpnt1e4q7t209731282>
2. Tarasenko E.O., Alihanova A.A., Gladkov A.V. Numerical Methods: Textbook. Stavropol: NCFU Publ.; 2022. (In Russian).
3. SP 16.13330.2017. Steel structures. Moscow: Standartinform; 2018. (In Russian). URL: <https://docs.cntd.ru/document/456069588?ysclid=mpnt3el02p682684689>
4. Round sections // Calculations of reinforced concrete elements without prestressed reinforcement: allowance for SP 63.13330 / Edn. N.N. Trekin. Moscow: Minstroy Russia; 2015, pp. 115–117. (In Russian).
5. Iliushin A.A. Plasticity. Vol. 1. Elastic-plastic deformations. Moscow: Logos; 2004. (In Russian).
6. Iliushin A.A. Proceedings (1946–1966). Part 2. Plasticity / Compiled by E.A. Iliushina, M.R. Korotkina. Moscow: Fizmatlit; 2004. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Дмитрий Юрьевич Русанов*, магистрант ФГАОУ ВО «Уральский Федеральный Университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина». Екатеринбург, Россия. e-mail: rusanovgt@gmail.com

Dmitrii Y. Rusanov*, master's student, FSAEI HE Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltsin. Yekaterinburg, Russia. e-mail: rusanovgt@gmail.com

Сербин Сергей Андреевич, канд. техн. наук, доцент кафедры «Промышленное, гражданское строительство и экспертиза недвижимости» ФГАОУ ВО «Уральский Федеральный Университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина». Екатеринбург, Россия. e-mail: Andrey-sergey.serbin@yandex.ru

Sergei A. Serbin, Cand. Sci. (Engineering), associate professor of the «Industrial, civil Engineering and real estate examination» FSAEI HE Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltsin. Yekaterinburg, Russia e-mail: Andrey-sergey.serbin@yandex.ru

*Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК: 69.058:681.586:004.94
EDN: CQMMQJ

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-124-134](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-124-134)

С.О. ЕВДОКИМЕНКО

Независимый исследователь. Москва, Российская Федерация

МОНИТОРИНГ СОСТОЯНИЯ КАРКАСНЫХ ДОМОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ВСТРОЕННЫХ ДАТЧИКОВ ВЛАЖНОСТИ И ДЕФОРМАЦИИ: ВАЛИДАЦИЯ ЦИФРОВЫХ ДВОЙНИКОВ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация

Введение. Предметом исследования являются методы встроенного мониторинга влажностного и деформационного состояния ограждающих конструкций каркасных домов и процедуры валидации их цифровых двойников по сенсорным данным.

Цель работы заключается в разработке методики интеграции встроенных датчиков температуры, относительной влажности, влагосодержания древесины и деформаций с цифровым двойником многослойной каркасной ограждающей конструкции для повышения достоверности оценки ее технического состояния.

Материалы и методы исследования включают анализ научных публикаций, нормативных источников, включая СП 31–105–2002 [13], формирование структуры цифрового двойника, разработку схемы размещения датчиков в критических зонах конструкции, проектирование лабораторной и натурной программы мониторинга, а также разработку критериев сопоставления расчетных и измеренных параметров.

Результаты. Сформирована комплексная методика мониторинга состояния каркасных ограждающих конструкций, предложена архитектура цифрового двойника, определены наиболее информативные зоны установки сенсоров и разработаны критерии валидации модели по временным рядам контролируемых параметров. Установлено, что использование встроенного мониторинга позволяет повысить точность цифрового двойника за счет калибровки параметров тепловлажностной и механической подсистем, а устойчивое рассогласование расчетных и измеренных значений может рассматривать-

ся как диагностический признак скрытого дефекта. **Выводы.** Научная новизна исследования состоит в разработке комплексной методики валидации цифрового двойника каркасной ограждающей конструкции на основе данных встроенных датчиков влажности и деформации. Практическая значимость работы определяется возможностью раннего выявления скрытого увлажнения, прогнозирования деформационного поведения и повышения надежности эксплуатации каркасных зданий, проектируемых и возводимых в соответствии с действующей нормативной базой.

Ключевые слова: каркасный дом, ограждающая конструкция, цифровой двойник, встроенный мониторинг, влажность древесины, деформации, валидация модели, техническое состояние, строительная физика, предиктивная диагностика

Для цитирования: Евдокименко С.О. Мониторинг состояния каркасных домов с применением встроенных датчиков влажности и деформации: валидация цифровых двойников ограждающих конструкций // *Бетон и железобетон*. 2026. № 3(634). С. 124–134. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-124-134](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-124-134)
EDN: CQMMQJ

Вклад автора

Автор выполнил все этапы исследования, включая постановку задачи, разработку метода, проведение экспериментов, обработку данных и написание рукописи.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 20.03.2026

Поступила после рецензирования 27.04.2026

Принята к публикации 12.05.2026

S.O. EVDOKIMENKO

Independent researcher. Moscow, Russian Federation

MONITORING THE CONDITION OF FRAME HOUSES USING INTEGRATED MOISTURE AND DEFORMATION SENSORS: VALIDATION OF DIGITAL DOUBLE OF FENCING STRUCTURES

Abstract

Introduction. The subject of the study is the methods of embedded monitoring of the moisture and deformation state of envelope structures in timber frame houses and the procedures for validating their digital twins using sensor data.

The aim of the work is to develop a methodology for integrating embedded sensors of temperature, relative humidity, wood moisture content and deformations with a digital twin of a multilayer timber frame envelope structure in order to improve the reliability of its technical condition assessment.

Materials and methods. The research methods include analysis of scientific publications and regulatory sources, including SP 31–105–2002 [13], development of the digital twin structure, design of the sensor placement scheme in critical zones of the structure, planning of laboratory and field monitoring programs, and development of criteria for comparing calculated and measured parameters.

Results. As a result, a comprehensive methodology for monitoring the condition of timber frame envelope structures has been developed, the architecture of the digital twin has been proposed, the most informative zones for sensor placement have been identified, and validation criteria based on time series of controlled parameters have been developed. It has been established that the use of embedded monitoring improves the accuracy of the digital twin through calibration of the parameters of the hygrothermal and mechanical subsystems, while stable discrepancies between calculated and measured values can be considered as a diagnostic sign of a hidden defect.

Conclusions. The practical significance of the work is associated with early detection of hidden moisture accumulation, prediction of deformation behavior and improved reliability of timber frame buildings designed in accordance with the current regulatory framework.

Keywords: timber frame house, building envelope, digital twin, embedded monitoring, wood moisture content, deformation, model validation, technical condition, building physics, predictive diagnostics

For citation: Evdokimenko S.O. Monitoring the condition of frame houses using integrated moisture and deformation sensors: validation of digital double of fencing structures. *Concrete and reinforced concrete*, 2026, no. 3(634), pp. 124–134. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-\(634\)-124-134](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-3-(634)-124-134) EDN: CQMMQJ

Author contribution statement

The author carried out all stages of the research, including the formulation of the problem, the development of the method, the conduct of experiments, data processing and writing the manuscript.

Funding

No funding support was obtained for the research

Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 20.03.2026

Received 27.04.2026

Accepted 12.05.2026

Введение

Каркасное домостроение является одним из наиболее динамично развивающихся направлений малоэтажного строительства вследствие низкой материалоемкости, высокой скорости возведения и возможности достижения высоких показателей энергоэффективности. Эксплуатационная надёжность каркасных зданий в значительной степени определяется состоянием их ограждающих конструкций, чувствительных к локальным нарушениям тепловлажностного режима, дефектам герметизации, ошибкам монтажа защитных слоёв и воздействию переменных климатических условий [1–3]. Существенную роль играют положения отечественной нормативной базы, в частности СП 31–105–2002 [13], который, однако, ориентирован преимущественно на этапы проектирования и строительства и не охватывает задачи встроенного мониторинга, цифровой валидации и предиктивной диагностики в процессе эксплуатации.

Проблема. Процессы накопления влаги в многослойных каркасных ограждениях, биологического поражения древесины и развития остаточных деформаций часто протекают скрыто, без выраженных внешних признаков на ранних стадиях [4–7]. Это затрудняет своевременное выявление дефектов традиционными методами обследования и приводит к росту затрат на последующий ремонт. Одновременно в строительной отрасли развивается концепция цифрового двойника как адаптивной вычислительной модели объекта, актуализируемой по данным эксплуатации [8–10]. Однако практическая ценность цифрового двойника определяется степенью его адекватности реальному поведению конструкции, что требует валидации по сенсорным данным.

Предлагаемый подход. Перспективным направлением повышения надёжности эксплуатации каркасных домов является применение встроенного мониторинга на основе длительной регистрации параметров состояния конструкции в её критических зонах [3]. Встраиваемые датчики температуры, относительной влажности, влагосодержания древесины и деформаций позволяют получать объективную информацию о фактическом поведении конструкции в реальных условиях эксплуатации. Для каркасной ограждающей конструкции цифровой двойник должен описывать геометрию, свойства материалов, процессы тепломассопереноса и механический отклик элементов каркаса, а его валидация – выполняться по данным мониторинга.

Цель работы. Несмотря на наличие исследований по строительной физике ограждающих конструкций, мониторингу зданий и цифровым двойникам [1–10], комплексные работы, объединяющие встроенный сенсорный мониторинг и валидацию цифровых двойников каркасных ограждающих конструкций, представлены недостаточно. В связи с этим целью настоящей работы является разработка методики мониторинга состояния каркасных домов

с применением встроенных датчиков влажности и деформации для валидации цифровых двойников.

Нормативная база исследования

Нормативную основу исследования составляют документы, регламентирующие проектирование и эксплуатационную надёжность ограждающих конструкций, а также оценку их тепловлажностного состояния. К числу ключевых источников относятся EN ISO 13788, устанавливающий методы расчета внутренней поверхности и межслойной конденсации [11], ISO 15686–1, определяющий общие принципы планирования срока службы зданий и строительных активов [12], а также СП 31–105–2002, регламентирующий проектирование и строительство энергоэффективных многоквартирных жилых домов с деревянным каркасом [13].

СП 31–105–2002 имеет принципиальное значение для настоящего исследования, поскольку фиксирует типовые конструктивные решения, применяемые в отечественной практике каркасного домостроения, устанавливает требования к ограждающим конструкциям, теплозащите, устройству пароизоляционных и ветрозащитных слоев, а также к конструктивной надёжности узлов [13]. Это делает его необходимым нормативным ориентиром при выборе объекта исследования, разработке схемы размещения датчиков и формировании исходных предпосылок цифрового двойника.

Вместе с тем анализ содержания СП 31–105–2002 показывает, что документ в основном ориентирован на стадии проектирования и строительства и не содержит методического аппарата для встроенного цифрового мониторинга состояния конструкции на этапе эксплуатации. Следовательно, предлагаемое исследование развивает положения существующей нормативной базы, дополняя ее инструментами сенсорного контроля, цифровой валидации и предиктивной диагностики.

Постановка задачи исследования

Целью настоящего исследования является разработка методики мониторинга состояния ограждающих конструкций каркасных домов с применением встроенных датчиков влажности и деформации для валидации цифровых двойников.

Для достижения поставленной цели решаются следующие задачи:

1. Обосновать состав контролируемых параметров, характеризующих тепловлажностное и деформационное состояние каркасной ограждающей конструкции;
2. Разработать схему размещения встроенных датчиков в наиболее информативных узлах и зонах риска;
3. Сформировать структуру цифрового двойника, включающую геометрическую, тепловлажностную и механическую подсистемы;
4. Разработать программу лабораторного и натурного мониторингов;

5. Определить критерии валидации цифрового двойника по данным временных рядов;

6. Оценить возможность использования рассогласования расчетных и измеренных значений как признака скрытого дефекта.

Материалы и методы

4.1. Объект исследования

Объектом исследования является типовая наружная многослойная стена каркасного дома, включающая внутреннюю облицовку, пароизоля-

ционный слой, деревянный каркас с теплоизоляционным заполнением, наружную плитную облицовку, ветрозащитную мембрану, вентиляционный зазор и наружную облицовку. Конфигурация исследуемой конструкции выбрана с учетом типовых решений, регламентируемых СП 31–105–2002 для энергоэффективных многоквартирных жилых домов с деревянным каркасом [13], что обеспечивает нормативную и практическую релевантность исследования применительно к отечественной практике малоэтажного строительства.

Состав исследуемой ограждающей конструкции

Таблица 1

Table 1

Composition of the investigated enclosing structure

№ слоя	Наименование слоя	Толщина, мм	Функция
1	Гипсокартон	12,5	Внутренняя облицовка
2	Пароизоляционная пленка	0,2	Ограничение пародиффузии
3	Деревянный каркас с утеплителем	150	Несущая и теплоизоляционная функция
4	Плитная облицовка OSB	12	Пространственная жесткость
5	Ветрозащитная мембрана	0,2	Защита от продувания и увлажнения
6	Вентиляционный зазор	40	Удаление влаги
7	Наружная облицовка	20	Защита от внешних воздействий

4.2. Контролируемые параметры и система мониторинга

Для мониторинга состояния конструкции были выбраны параметры, наиболее полно отражающие ее тепловлажностное и деформационное поведение

[1, 2, 4–7]: температура в характерных слоях конструкции; относительная влажность в замкнутых полостях; влагосодержание древесины элементов каркаса; локальные деформации в наиболее чувствительных зонах; параметры наружной и внутренней среды.

Состав встроенной системы мониторинга

Таблица 2

Table 2

Composition of the built-in monitoring system

Параметр	Тип датчика	Зона установки	Назначение
Температура	Цифровой термодатчик	По толщине стены, в узлах	Контроль теплового режима
Относительная влажность	Комбинированный T/RH-датчик	Полости конструкции	Оценка влагонакопления
Влагосодержание древесины	Резистивный датчик	Стойки, обвязки	Контроль состояния древесины
Деформации	Тензодатчик	Стойки, примыкания	Оценка механического поведения
Наружный климат	Метеодатчик	Внешняя среда	Формирование граничных условий
Внутренний климат	Комнатный T/RH-датчик	Помещение	Учет режима эксплуатации

4.3. Схема размещения датчиков

Размещение встроенных датчиков выполняется в локальных зонах с повышенной вероятностью влагона-

копления и деформационной нестабильности. К таким зонам отнесены нижняя обвязка, угловые соединения, оконные примыкания, узлы сопряжения стены и кровли,

а также холодная часть конструкции вблизи наружной плитной обшивки, что соответствует логике анализа наиболее уязвимых каркасных узлов, применяемых в отечественной практике проектирования и строительства [13].

Схема размещения встроенных датчиков по толщине конструкции представлена на рис. 1.

Распределение датчиков по наиболее уязвимым узлам каркасной конструкции показано на рис. 2.



Рис. 1. Схема размещения датчиков в поперечном сечении каркасной стены
Fig. 1. Layout of sensors in the cross-section of a frame wall

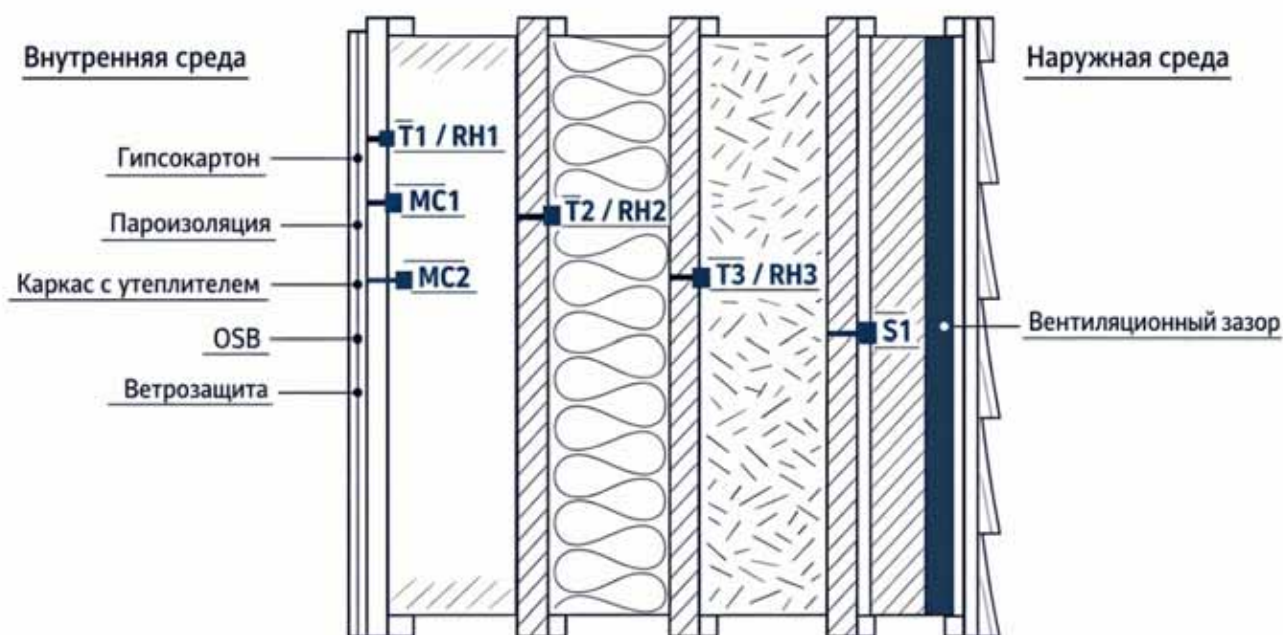


Рис. 2. Схема размещения датчиков в характерных узлах конструкции
Fig. 2. Layout of sensors in characteristic nodes of the structure

4.4. Экспериментальная установка

Лабораторный этап исследования предполагает использование опытной стеновой панели, установленной между двумя климатическими камерами, моделирующими условия наружной и внутренней среды.

Такая схема обеспечивает возможность воспроизведения управляемых режимов увлажнения, охлаждения, оттаивания и высушивания [4, 5].

Принципиальная схема лабораторной экспериментальной установки приведена на рис. 3.



Рис. 3. Схема лабораторной экспериментальной установки
Fig. 3. Diagram of the laboratory experimental setup

Таблица 3

Параметры лабораторной установки

Table 3

Parameters of the laboratory setup

Параметр	Значение
Размер панели	1,5 x 1,5 м
Общая толщина панели	около 235 мм
Температурные датчики	5–8
Датчики RH	4–6
Датчики влагосодержания древесины	3–5
Деформационные датчики	2–4
Частота регистрации	5–15 мин

4.5. Программа эксперимента

Программа исследования включает лабораторный и натурный этапы. На лабораторном этапе реализуются циклические климатические воздействия, на

натурном – длительный мониторинг пилотного объекта в течение отопительного сезона.

Организация натурального мониторинга пилотного каркасного объекта представлена на рис. 4.

Таблица 4

Программа лабораторных климатических режимов

Table 4

Laboratory climate regimes program

Этап	Режим	Температура наружной среды	Относительная влажность наружной среды	Продолжительность
1	Базовый зимний	-15 °C	80 %	48 ч
2	Увлажнение	-5 °C	95 %	24 ч
3	Оттепель	+2 °C	90 %	24 ч
4	Высушивание	+10 °C	50 %	48 ч
5	Повторный цикл	-10 °C	75 %	48 ч

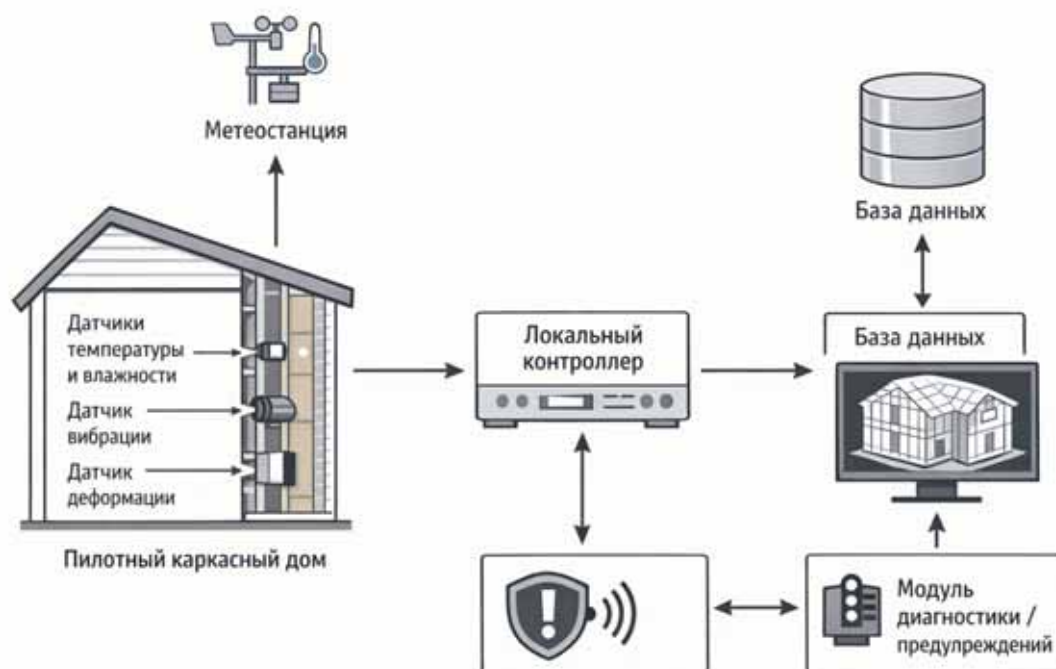


Рис. 4. Схема натурального мониторинга пилотного объекта
Fig. 4. Diagram of field monitoring of the pilot site

4.6. Структура цифрового двойника

Цифровой двойник включает геометрическое и материальное описание конструкции, тепловлажностную модель, модель влагосодержания древесины, механическую

модель деформаций, а также аналитический модуль сопоставления расчетных и измеренных параметров [8–10].

Архитектура цифрового двойника ограждающей конструкции показана на рис. 5.

Архитектура цифрового двойника ограждающей конструкции



Рис. 5. Архитектура цифрового двойника ограждающей конструкции
Fig. 5. Digital twin architecture of the enclosing structure

Таблица 5

Основные параметры цифрового двойника

Table 5

Main parameters of the digital twin

Группа параметров	Содержание
Геометрические	Толщины слоев, положение стоек, узлы
Теплотехнические	Теплопроводность, теплоемкость
Влагоперенос	Паропроницаемость, сорбционные характеристики
Начальные	Начальная влажность материалов
Механические	Модуль упругости, коэффициенты усушки
Эксплуатационные	Климатические и нагрузочные воздействия

4.7. Критерии валидации

Валидация цифрового двойника осуществляется по результатам сопоставления расчетных и измеренных временных рядов температуры, относительной влаж-

ности, влагосодержания древесины и деформаций. В качестве признаков адекватности рассматриваются совпадение трендов, амплитуд, экстремумов и отсутствие устойчивого систематического смещения [8–10].

Таблица 6

Критерии валидации цифрового двойника

Table 6

Criteria for digital twin validation

Параметр	Показатель сопоставления	Значение для оценки
Температура	Среднее абсолютное отклонение	Адекватность тепловой модели
RH	Среднее и пиковое отклонение	Адекватность модели влагонакопления
Влагосодержание древесины	Тренд и максимумы	Риск биоповреждения
Деформации	Амплитуда и знак	Адекватность механической модели
Переходные процессы	Совпадение экстремумов	Качество динамического описания
Устойчивое рассогласование	Локальное смещение	Возможный скрытый дефект

Результаты

5.1. Информативность зон контроля

Анализ схемы размещения сенсоров и физических механизмов влагонакопления показал, что наибольшую диагностическую значимость имеют локальные узлы, характеризующиеся неоднородностью

теплого поля и повышенной вероятностью нарушения герметичности. К таким зонам относятся нижняя обвязка, угловые соединения, оконные примыкания и узел сопряжения стены с кровлей [1, 2, 13].

Качественная карта риска влагонакопления в характерных узлах конструкции приведена на рисунке 6.

Риск накопления влаги в конструкции стены

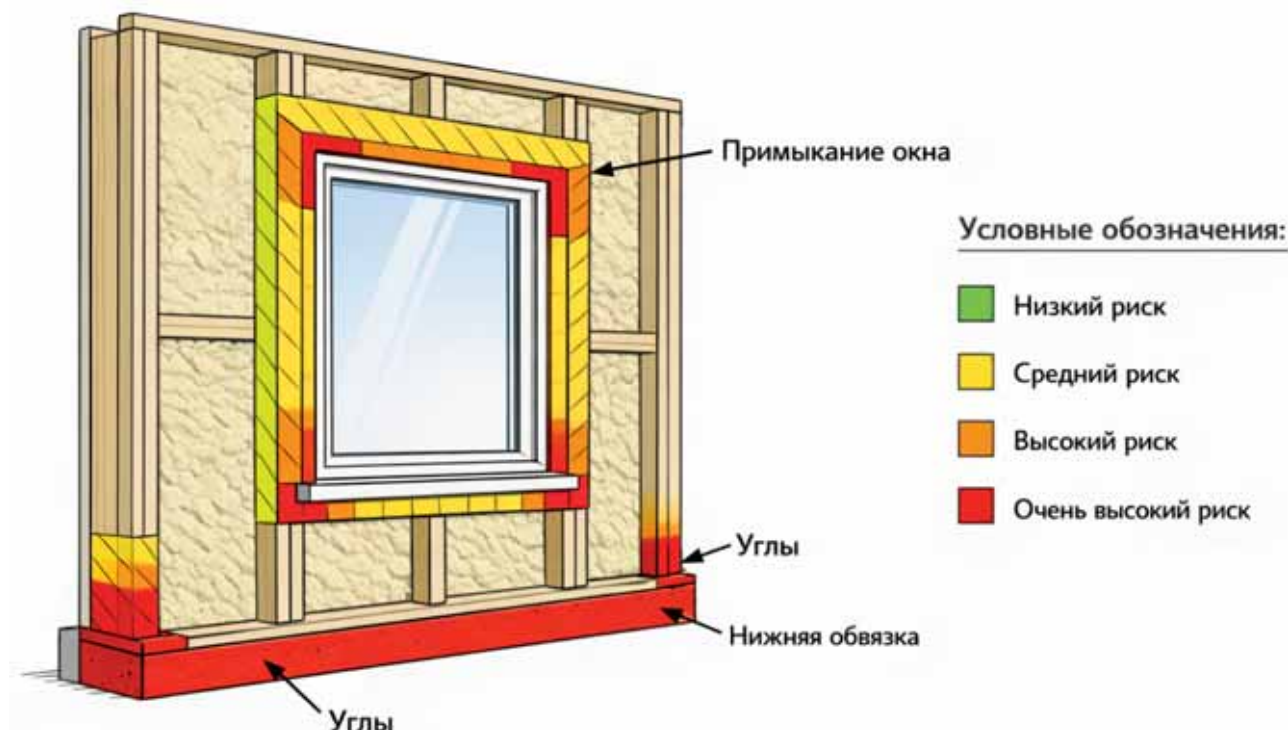


Рис. 6. Качественная карта риска влагонакопления в характерных узлах каркасной конструкции
Fig. 6. Qualitative moisture accumulation risk map at typical nodes of the frame structure

Таблица 7

Сравнительная информативность зон контроля

Table 7

Comparative informativeness of control zones

Зона	Чувствительность к увлажнению	Чувствительность к деформациям	Диагностическая значимость
Поле стены	Средняя	Низкая	Средняя
Нижняя обвязка	Высокая	Средняя	Высокая
Угловой узел	Высокая	Средняя	Высокая
Оконное примыкание	Высокая	Высокая	Очень высокая
Узел стена-кровля	Средняя	Высокая	Высокая

5.2. Поведение модели до и после калибровки

Установлено, что исходная расчетная модель достаточно хорошо воспроизводит температурный режим конструкции, однако без калибровки по сенсорным данным демонстрирует меньшую точность при описании влагосодержания древесины и деформационного отклика. После калибровки по данным встроенного мониторинга наблюдается повышение согласованности временных рядов и уменьшение систематических расхождений [8–10].

Таблица 8

Качественная оценка точности цифрового двойника

Table 8

Qualitative assessment of the digital twin accuracy

Параметр	До калибровки	После калибровки
Температура	Хорошая	Высокая
Относительная влажность	Удовлетворительная	Хорошая
Влагосодержание древесины	Низкая	Хорошая
Деформации	Низкая	Удовлетворительная / хорошая

Сопоставление расчетных и измеренных временных рядов температуры представлено на рис. 7.

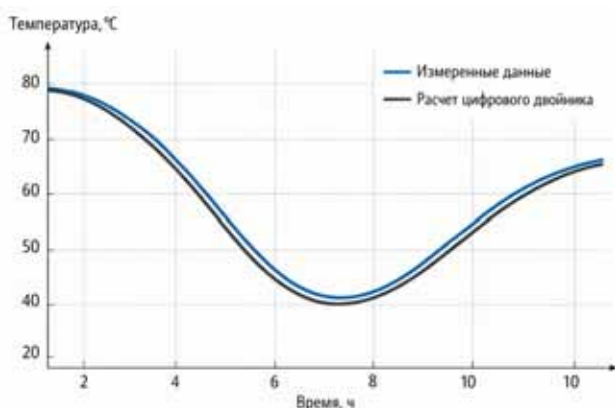


Рис. 7. Сопоставление расчетных и измеренных временных рядов температуры

Fig. 7. Comparison of calculated and measured temperature time series

Сопоставление расчетных и измеренных значений влагосодержания древесины приведено на рис. 8.

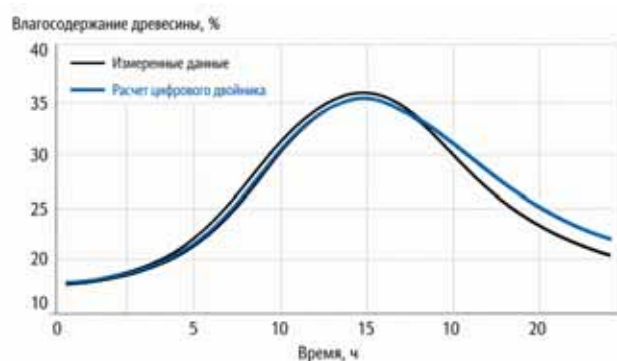


Рис. 8. Сопоставление расчетных и измеренных значений влагосодержания древесины

Fig. 8. Comparison of calculated and measured wood moisture content values

Результаты сравнения расчетных и измеренных деформаций показаны на рис. 9.

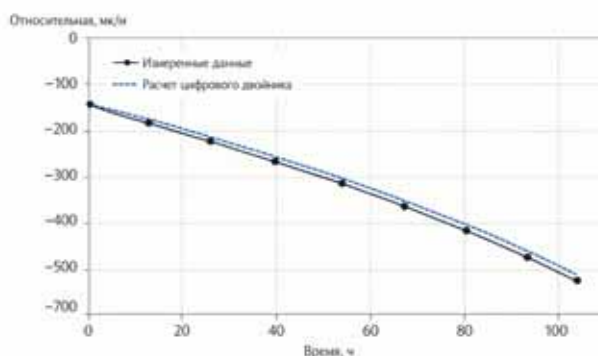


Рис. 9. Сопоставление расчетных и измеренных деформаций

Fig. 9. Comparison of calculated and measured deformations

5.3. Диагностическое значение рассогласования модели и измерений

В ходе исследования показано, что устойчивое локальное рассогласование между расчетными и измеренными параметрами может рассматриваться как индикатор скрытого дефекта, не учтенного базовой моделью. К числу вероятных причин такого рассогласования относятся локальная воздухопроницаемость,

дефекты пароизоляции, мостики холода, протечки и неоднородность свойств материалов [1, 2, 13].

Принцип выявления скрытого дефекта по рассогласованию модели и результатов мониторинга приведен на рис. 10.



Рис. 10. Принцип выявления скрытого дефекта по рассогласованию прогнозных и измеренных параметров
Fig. 10. Principle of detecting a hidden defect by the discrepancy between predicted and measured parameters

Обсуждение

Полученные результаты подтверждают, что встроенный мониторинг наиболее эффективен в тех случаях, когда он рассматривается не как автономная система сбора данных, а как источник информации для сопровождения и уточнения цифрового двойника. Совместное использование датчиков температуры, относительной влажности, влагосодержания древесины и деформаций позволяет существенно расширить диагностические возможности по сравнению с регистрацией только одного параметра.

Наибольшую практическую ценность представляет локализация сенсоров в критических узлах конструкции, где вероятность скрытого влагонакопления наиболее высока. Данный вывод имеет существенное значение для проектирования систем мониторинга: размещение датчиков должно определяться не равномерностью распределения по конструкции, а физической вероятности дефектов и зон риска.

Следует отметить, что действующая нормативная база, включая СП 31–105–2002 [13], достаточно подробно регламентирует вопросы проектирования и строительства энергоэффективных многоквартирных жилых домов с деревянным каркасом, однако практически не охватывает задачи цифровой валидации, встроенного мониторинга и предиктивной оценки технического состояния ограждающих конструкций. В этом отношении предложенный подход может рассматриваться как развитие нормативно ориентированного проектирования в сторону интеллектуально-сопровождения здания на этапе эксплуатации.

Вместе с тем необходимо учитывать ряд ограничений предлагаемого подхода. Результаты измерений имеют локальный характер, стабильность показаний датчиков в длительном интервале времени требует контроля, а сама валидация цифрового двойника

возможна только при наличии достаточно продолжительных временных рядов, охватывающих разные эксплуатационные режимы.

Научная новизна

Научная новизна исследования заключается в разработке комплексного подхода к мониторингу состояния каркасных ограждающих конструкций, объединяющего встроенные датчики влажности, температуры и деформации с цифровым двойником; в предложении методики валидации цифрового двойника по данным длительного сенсорного мониторинга; в обосновании наиболее информативных зон установки датчиков; а также в установлении возможности использования устойчивого рассогласования модели и измерений как диагностического признака скрытого дефекта.

Практическая значимость

Практическая значимость работы состоит в возможности применения разработанной методики для раннего выявления скрытого увлажнения, прогнозирования деформационного поведения древесных элементов, повышения достоверности эксплуатационной диагностики каркасных домов, внедрения систем предиктивного обслуживания зданий и совершенствования проектных решений при строительстве энергоэффективных каркасных объектов. Практическая применимость предложенного подхода определяется также возможностью его использования в отношении конструктивных решений, выполняемых в соответствии с СП 31–105–2002 [13], что делает результаты исследования релевантными для широкой группы объектов отечественного малоэтажного каркасного домостроения.

Выводы

1. Разработана методика мониторинга состояния ограждающих конструкций каркасных домов на основе встроенных датчиков температуры, относительной влажности, влагосодержания древесины и деформаций.
2. Предложена структура цифрового двойника, включающая геометрическую, тепловлажностную и механическую подсистемы, интегрированные с данными мониторинга.
3. Установлено, что наиболее информативными зонами контроля являются нижняя обвязка, угловые соединения, оконные примыкания и узлы сопряжения стены с кровлей.
4. Показано, что калибровка цифрового двойника по данным встроенных датчиков повышает точность описания влажностного и деформационного состояния конструкции.
5. Обоснована возможность использования устойчивого рассогласования между расчетом и измерением как индикатора скрытого дефекта.
6. Показана применимость разработанного подхода к каркасным ограждающим конструкциям, соответствующим типовым решениям, регламентируемым СП 31–105–2002 [13].

Список литературы

1. Кудрявцев А.Н., Ливчак В.И. Строительная теплофизика ограждающих конструкций. Москва: АСВ. 2010. 432 с.
2. Гагарин В.Г., Козлов В.В. Тепловлажностный режим ограждающих конструкций зданий. Москва: Издательство АСВ. 2005. 320 с.
3. Тамразян А.Г. Мониторинг технического состояния строительных конструкций и зданий. Москва: МГСУ. 2012. 256 с.
4. Hagentoft C.E. Introduction to Building Physics. Lund: Studentlitteratur. 2001. 320 p.
5. Künzle H.M. Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components: One- and Two-Dimensional Calculation Using Simple Parameters. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag. 1995. 110 p.
6. Straube J., Burnett E. Building Science for Building Enclosures. Westford: Building Science Press. 2005. 608 p.
7. Glass S.V., Zelinka S.L. Moisture Relations and Physical Properties of Wood. Wood Handbook: Wood as an Engineering Material. Madison: USDA Forest Service, Forest Products Laboratory. 2010, pp. 4.1–4.19.
8. Grieves M., Vickers J. Digital Twin: Mitigating Unpredictable, Undesirable Emergent Behavior in Complex Systems. Transdisciplinary Perspectives on Complex Systems. Cham: Springer, 2017, pp. 85–113. https://doi.org/10.1007/978-3-319-38756-7_4
9. O'Donnell J., Narayanan S., Ahuja A. Model Calibration and Inverse Modeling in Building Performance Studies. Building Performance Simulation for Design and Operation / ed. by J. Hensen, R. Lamberts. London: Spon Press, 2011, pp. 421–460.
10. Dong B., Wang C. Digital Twins for Built Environment Applications. *Buildings*, 2021, vol. 11, no. 2, article 63. <https://doi.org/10.3390/buildings11020063>
11. EN ISO 13788. Hygrothermal Performance of Building Components and Building Elements – Internal Surface Temperature to Avoid Critical Surface Humidity and Interstitial Condensation – Calculation Methods. Brussels: CEN, 2012.
12. ISO 15686–1. Buildings and Constructed Assets – Service Life Planning – Part 1: General Principles and Framework. Geneva: ISO, 2011.
13. СП 31–105–2002. Проектирование и строительство энергоэффективных одноквартирных жилых домов с деревянным каркасом. Москва: Госстрой России, 2002.
2. Gagarin V.G., Kozlov V.V. Heat and moisture regime of building enclosing structures. Moscow: ASV Publishing House, 2005, 320 p.
3. Tamrazyan A.G. Monitoring of the technical condition of building structures and buildings. Moscow: MGSU, 2012, 256 p.
4. Hagentoft C.E. Introduction to Building Physics. Lund: Studentlitteratur. 2001. 320 p.
5. Künzle H.M. Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components: One- and Two-Dimensional Calculation Using Simple Parameters. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag. 1995. 110 p.
6. Straube J., Burnett E. Building Science for Building Enclosures. Westford: Building Science Press. 2005. 608 p.
7. Glass S.V., Zelinka S.L. Moisture Relations and Physical Properties of Wood. Wood Handbook: Wood as an Engineering Material. Madison: USDA Forest Service, Forest Products Laboratory. 2010, pp. 4.1–4.19.
8. Grieves M., Vickers J. Digital Twin: Mitigating Unpredictable, Undesirable Emergent Behavior in Complex Systems. Transdisciplinary Perspectives on Complex Systems. Cham: Springer, 2017, pp. 85–113. https://doi.org/10.1007/978-3-319-38756-7_4
9. O'Donnell J., Narayanan S., Ahuja A. Model Calibration and Inverse Modeling in Building Performance Studies. Building Performance Simulation for Design and Operation / ed. by J. Hensen, R. Lamberts. London: Spon Press, 2011, pp. 421–460.
10. Dong B., Wang C. Digital Twins for Built Environment Applications. *Buildings*, 2021, vol. 11, no. 2, article 63. <https://doi.org/10.3390/buildings11020063>
11. EN ISO 13788. Hygrothermal Performance of Building Components and Building Elements – Internal Surface Temperature to Avoid Critical Surface Humidity and Interstitial Condensation – Calculation Methods. Brussels: CEN, 2012.
12. ISO 15686–1. Buildings and Constructed Assets – Service Life Planning – Part 1: General Principles and Framework. Geneva: ISO, 2011.
13. SP 31–105–2002. (2002). Design and construction of energy-efficient single-family residential buildings with a wooden frame. Moscow: Gosstroy of Russia.

Информация об авторе /
Information about the author

Сергей Олегович Евдокименко, независимый исследователь. Москва, Россия
 evdokimenko.s.o@mail.ru
Sergey O. Evdokimenko, independent researcher. Moscow, Russia
 evdokimenko.s.o@mail.ru

References

1. Kudryavtsev A.N., Livchak V.I. Building thermal physics of enclosing structures. Moscow: ASV, 2010, 432 p.