



g-b-k.ru

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

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



**REINFORCED
CONCRETE
STRUCTURES**

Scientific and Technical
Journal

4/12 2025

Железобетонные конструкции

2025 Том 12 № 4

Научно-технический журнал

Издается с 2023 г.

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

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

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

Периодичность: 4 выпуска в год.

Языки: русский, английский.

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

Девиз научно-технического журнала «Железобетонные конструкции»: «Живучесть без компромиссов!»

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Тамразян А.Г., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Акимов П.А., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ректор НИУ МГСУ, Москва, Россия

Тер-Мартirosyan A.3., д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Дадаян Т.Л., д-р техн. наук, профессор, НУАСА, Ереван, Армения

Дүйнхэржсэв Я., д-р техн. наук, проф., Университет науки и технологий, Улан-Батор, Монголия

Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Кабанцев О.В., д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Каприлов С.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия

Келасьев Н.Г., канд. техн. наук, АО «ЦНИИПромзданий», Москва, Россия

Колчунов В.И., академик РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Крылов С.Б., академик РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия

Люблинский В.А., канд. техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Малиян Л.Р., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ДГТУ, Ростов-на-Дону, Россия

Меркулов С.И., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., КГУ, Курск, Россия

Морозов В.И., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., СПбГАСУ, Санкт-Петербург, Россия

Селиев В.П., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

Смоляго Г.А., д-р техн. наук, проф., БГТУ им. В.Г. Шухова

Травуш В.И., академик РААСН, д-р техн. наук, профессор, ЗАО «Горпроект», Москва, Россия

Федоров В.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, профессор, РУТ (МИИТ), Москва, Россия

ОТВЕТСТВЕННЫЙ СЕКРЕТАРЬ

Савин С.Ю., канд. техн. наук, доцент, НИУ МГСУ, Москва, Россия

СОДЕРЖАНИЕ

Тамразян А.Г. Приветственное слово главного редактора 3

ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНОНА

Тамразян А.Г. Влияние перераспределения моментов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов при повреждении напрягаемой арматуры вследствие коррозии 5

Шевченко А.В., Наумов А.Е., Шевченко М.А. Исследование сцепления с бетоном арматуры нового класса прочности А550 СК 18

Савин С.Ю. Несущая способность колонн железобетонных рамных каркасов в аварийной ситуации 31

Красников А.А., Саврасов И.П. Исследование прочности и деформативности сцепления арматуры с бетоном в железобетонных изгибаемых элементах 44

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Байбурин А.Х., Кочарин Н.В. Функционально-стоимостной анализ железобетонных работ 57

Рецензия на учебное пособие «Основы проектирования железобетонных высотных зданий» 72

Редактор Савин С.Ю.

Дизайн обложки: Тамразян Г.А.

Компьютерная верстка: Домарова Е.В.

Адрес редакции:

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

Подписано в печать 30.12.2025. Выход в свет 30.12.2025. Формат 70×108/16

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 6,56. Тираж 120 экз. Заказ № 403/25. Цена свободная.

Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования

«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Отпечатано в типографии Издательства МИСИ – МГСУ

Российская федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26, корп. 8. Тел.: (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.

Reinforced Concrete Structures

Zhelezobetonnyye konstruktsii

2025 Vol. 12 Issue 4

Scientific and Technical Journal

Published since 2023

Moscow State University of Civil Engineering

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

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

Published 4 issues per year.

Languages: Russian, English.

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

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

"Vulnerability without compromise!"

EDITORIAL BOARD

EDITOR-IN-CHIEF

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

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

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

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

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

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

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

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

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

Nikolay G. Kelasiev, Ph.D., JSC "TsNIIPromzdaniy", Moscow, Russia

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

MANAGING EDITOR

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

CONTENTS

Tamrazyan A.G. Welcome speech of the editor-in-chief 3

THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE

Tamrazyan A.G. Influence of Redistribution of Moments on the Load-Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Elements in Case of Damage to the Pressured Reinforcement due to Corrosion ... 5

Shevchenko A.V., Naumov A.E., Shevchenko M.A. Investigation the Bond Behavior Between Concrete and Steel of the New Strength Class A550 18

Savin S.Yu. Resistance of Reinforced Concrete Columns in Framed Structures at Accidental Design Situation 31

Kvasnikov A.A., Savrasov I.P. Study of the Strength and Deformability of the Bond of Reinforcement with Concrete in Concrete Bending Elements 44

STRUCTURAL DESIGN

Bayburin A.Kh., Kocharin N.V. Value Engineering Analysis of Concrete Work Process 57

Review Report on the textbook "Fundamentals of Reinforced Concrete High-Rise Building Design" 72

Copy Editor: Sergei Yu. Savin

Cover Design: George A. Tamrazyan

Layout Designer: Ekaterina V. Domarova

Editorial Address:

Moscow State University of Civil Engineering

26 Yaroslavskoe highway, Moscow, 129337, Russian Federation, tel.: +7 (495) 287-49-14, additional 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru
 Printing run 120 copies. Open price.

Moscow State University of Civil Engineering

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

Printed at Publishing House MISI – MGSU

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



2025. 4(12). 3–4

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNYYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)

ISSN 2949-1614 (ONLINE)

[HTTPS://G-B-K.RU](https://g-b-k.ru)



Дорогие читатели, авторы и коллеги!

Завершается 2025-й год, третий со дня создания журнала «Железобетонные конструкции». В общей сложности — это 12 выпусков журнала, более 70 статей с публикациями от более 80 авторов из 27 научно-исследовательских, образовательных организаций из 12 городов России и двух стран мира.

В нашем журнале размещаются статьи по актуальным направлениям расчета и проектирования железобетонных и каменных конструкций.

В 2026 году исполняется 100 лет со дня создания кафедры Железобетонные и каменные конструкции. И этот год пройдет под эгидой этой славной даты.

Новый год — время подвести итоги и наметить планы. В 2026 году мы подаем заявку на включение журнала в перечень ВАК. Редколлегия постоянно работает над расширением научных направлений при сохранении существующих рубрик в журнале.

Мы гордимся, что наше издание остается надежным источником для профессионального сообщества, и благодарим вас за доверие и поддержку, которые вдохновляют нас двигаться вперед.

Пусть наше издание продолжает развиваться, а каждый материал, каждый номер становится актуальнее и интереснее. Желаю неиссякаемого вдохновения, блестящих идей и покорения новых вершин в обеспечении безопасности, надежности, живучести, долговечности железобетонных конструкций, зданий и сооружений. Вместе мы создаем качественный продукт, которым можно гордиться!

От всей души поздравляю с наступающим Новым 2026 годом и выражая глубокую признательность за вклад каждого из вас в развитие нашего журнала!

Благодаря вовлеченности и творческой энергии команды журнал представляет научную площадку с бесконечным ресурсом науки и практики. Вместе стараемся формировать «лицо» журнала, делать узнаваемым и читаемым.

Подготовка и рецензирование статей, редакторская работа, поиск истины, активное общение — все это было интенсивным и содержательным. Очень надеюсь, что и в дальнейшем мы будем так же активно сотрудничать. Это, прежде всего, будет способствовать росту востребованности нашего издания. Пусть научные труды принесут большую пользу стране и обществу, а наш журнал будет авторитетной площадкой для партнерства, дискуссий, обмена опытом, плодотворного сотрудничества!

Выражаю искреннюю благодарность нашим читателям, авторам и рецензентам, членам редколлегии журнала за созидательный труд, профессионализм, преданность общему делу.

Пусть 2026 год принесет новые возможности, вдохновение и успех. Позвольте пожелать вам крепкого здоровья, творческого вдохновения, энергии и оптимизма в реализации всех идей и проектов!

*С наилучшими пожеланиями,
главный редактор журнала «Железобетонные конструкции»,
д.т.н., проф., чл.-корр. РААСН,*

Заслуженный деятель науки Российской Федерации,

Лауреат премии правительства Российской Федерации в области науки и техники,

Лауреат общенациональной премии «Профессор года» в номинации «технические науки»,

заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ

Тамразян Ашот Георгиевич



УДК 624.3.019.32
DOI: 10.22227/2949-1622.2025.4.5-17

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Влияние перераспределения моментов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов при повреждении напрягающей арматуры вследствие коррозии

А.Г. Тамразян*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
Москва, Российская Федерация
*tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: статически неопределенные железобетонные балки, перераспределение моментов, пластический поворот, повреждение напрягающей арматуры, несущая способность, остаточный коэффициент запаса прочности, минимальное армирование

История статьи

Поступила в редакцию: 03.10.2025

Доработана: 21.10.2025

Принята к публикации: 26.10.2025

Для цитирования

Тамразян А.Г. Влияние перераспределения моментов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов при повреждении напрягающей арматуры вследствие коррозии // Железобетонные конструкции. 2025.

Т. 12. № 4. С. 5–17.

Аннотация. Одной из основных целей в области строительства зданий является проектирование будущих железобетонных конструкций, устойчивых к непредвиденным нагрузкам. Другими словами, конструкция должна быть спроектирована так, чтобы работать надежно и безопасно. Двумя важнейшими критериями оценки надежности являются пластичность конструкции и принцип «растягивания перед разрушением». Рассматриваются известные случаи коррозионных повреждений предварительно напряженного бетона. Предлагается определить остаточную несущую способность и коэффициент запаса прочности поперечного сечения предварительно напряженной железобетонной балки, используя площадь остаточной напрягающей арматуры вследствие коррозионного повреждения. Рассмотрены два случая перераспределения моментов: от пролета к опоре, когда потеря происходит в пролете, и от опоры к пролету, когда потеря происходит на опоре. Для обеспечения прочности железобетонной балки для статически определимых и неопределенных систем предлагается определить минимальное армирование, исходя из их способности к пластическому повороту при потере напрягающей арматуры.

Influence of Redistribution of Moments on the Load-Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Elements in Case of Damage to the Pressured Reinforcement due to Corrosion

A.G. Tamrazyan*

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation
* tamrazian@mail.ru

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

© Тамразян А.Г., 2025



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

Keywords: statically indeterminate reinforced concrete beams, moment redistribution, plastic rotation, damage to prestressed reinforcement, load-bearing capacity, residual safety factor, minimum reinforcement

Article history

Received: 03.10.2025

Revised: 21.10.2025

Accepted: 26.10.2025

For citation

Tamrazyan A.G. Influence of Redistribution of Moments on the Load-Bearing Capacity of Bending Reinforced Concrete Elements in Case of Damage to the Pressured Reinforcement due to Corrosion. *Reinforced concrete structures.* 2025; 4(12):5-17.

Abstract. One of the main goals in building construction is to design future reinforced concrete structures that are resistant to unexpected loads. In other words, the structure must be designed to operate reliably and safely. Two key reliability assessment criteria are the ductility of the structure and the “cracking before failure” principle. Known cases of corrosion damage to prestressed concrete are considered. It is proposed to determine the residual load-bearing capacity and safety factor of the cross-section of a prestressed concrete beam using the area of residual prestressed reinforcement due to corrosion damage. Two cases of moment redistribution are considered: from span to support, when the loss occurs in the span, and from support to span, when the loss occurs at the support. To ensure the strength of reinforced concrete beams for statically determinate and indeterminate systems, it is proposed to determine the minimum reinforcement based on their ability to plastically rotate upon loss of prestressed reinforcement.

ВВЕДЕНИЕ

Известно множество случаев повреждения предварительно напряженных железобетонных конструкций вследствие коррозии напрягаемой арматуры [1]. Эти повреждения часто проявлялись в конструкции только после многих лет эксплуатации. В прошлом уровень развития технологий не позволял прогнозировать будущие повреждения. На самом деле, крайне сложно предсказать долгосрочное поведение элементов конструкции и материалов. Для обнаружения сигналов тревоги, инициируемых вышеупомянутыми типами повреждений, были разработаны испытания для оценки чувствительности напрягаемой арматуры. Трудности, возникающие в ходе этих испытаний, связаны с реалистичным моделированием условий на месте эксплуатации в ходе ускоренных испытаний [2, 3]. В зависимости от метода исследования и типа используемой арматуры стандартное испытание приводит к частично противоречивым сигналам, которые не совпадают с опытом, полученным для конструкции в каждом случае.

Соответственно, для улучшения оценки долговременного поведения в условиях эксплуатации крайне необходима дальнейшая разработка этого стандартного испытания. Результаты исследований, касающихся надежности и прочности стали, относятся к менее чувствительным на сегодняшний день типам предварительно напряженной арматуры. При неблагоприятных граничных условиях возникновение коррозии под напряжением в принципе не может быть исключено, несмотря на использование современной предварительно напряженной стали. Поэтому для обеспечения безопасного поведения в условиях предварительного напряжения предлагается новая концепция минимального армирования [4]. Это обычное армирование предназначено для предотвращения внезапного разрушения конструкции в маловероятном случае потери предварительного натяжения стальной арматуры от коррозии [5].

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

МЕТОД

Основные понятия и расчетные допущения

Рассматривая известные случаи коррозионных повреждений предварительно напряженного бетона, можно отметить следующие особенности [6, 7]:

- потеря прочности арматуры всегда происходит локально. Потеря предварительного напряжения компенсируется за счет сцепления напрягаемой арматуры с бетоном в пределах длины передачи усилия, что означает, что несущая способность ограничивается лишь локально;
- вероятность потери сечения арматуры в любой точке балки одинакова. Для соответствующих конструкций невозможно установить взаимосвязь между интенсивностью внешней нагрузки и частотой потери сечения арматуры.

Вышеуказанные утверждения применены к расчетной модели таким образом, что в каждой точке конструкции некоторое значение предварительного напряжения арматуры может быть последовательно потеряно из-за коррозии до появления трещин.

При такой степени потери сечения можно определить значение остаточного предварительного напряжения арматуры. Используя площадь остаточной напрягаемой арматуры, можно определить остаточную несущую способность и коэффициент запаса прочности поперечного сечения. Также можно рассчитать необходимое количество арматуры для компенсации дефицита запаса прочности.

Дополнительные расчетные предположения:

- остаточная площадь напрягаемой арматуры сохраняет неизменные свойства материала до достижения предела текучести f_{pk} ;
- сигнализирующее поведение гарантируется, если можно доказать, что остаточная прочность $\gamma_r > 1,0$ по всей длине конструкции;
- в припорных зонах остаточная прочность после образования трещин будет обеспечена.

Статически определимые системы

Остаточная площадь напрягаемой арматуры после образования трещин

Напряжение в бетоне в крайнем волокне поперечного сечения при сочетании нагрузок A_q и остаточного усилия предварительного напряжения $A_{p,r} \cdot \varepsilon_p^o \cdot E_p$ показано на рис. 1.

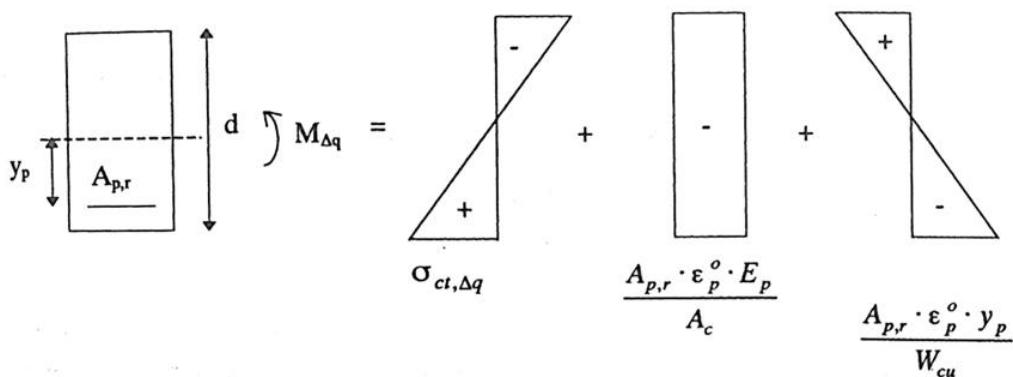


Рис. 1. Напряжение при сочетании нагрузок и остаточного предварительного напряжения

Fig. 1. Stress under load combinations and remaining prestress

При последовательном разрушении напрягаемой арматуры трещинообразование в бетоне происходит при выполнении следующего условия:

$$\sigma_{cu,\Delta q} - \frac{A_{p,r} \cdot \varepsilon_p^0 \cdot E_p}{A_c} - \frac{A_{p,r} \cdot \varepsilon_p^0 \cdot y_p \cdot E_p}{W_{cu}} = f_{ctm}, \quad (1)$$

где $\sigma_{cu,\Delta q}$ — растягивающее напряжение в бетоне в крайнем волокне;

A_c — площадь поперечного сечения бетона;

$A_{p,r}$ — остаточная площадь напрягаемой арматуры после образования трещин;

ε_p^0 — предварительная деформация напрягаемой арматуры;

E_p — модуль упругости напрягаемой арматуры;

y_p — расстояние между напрягаемой арматурой и осью поперечного сечения;

W_{cu} — момент сопротивления сечения в нижнем волокне;

f_{ctm} — средняя прочность бетона на растяжение.

Остаточная площадь напрягаемой арматуры в поперечном сечении $A_{p,r}$ на момент образования трещин определяется по формуле:

$$A_{p,r} = \frac{\sigma_{cu,\Delta q} - f_{ctm}}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{y_p}{W_{cu}} \right)} = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 (a^* - 1)}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p \cdot (k_0 + y_p)}, \quad (2)$$

где k_0 — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленной ядровой точки, $k_0 = W_{cu}/A_c$;

$a^* = \sigma_{cu,\Delta q}/f_{ctm}$ — отношение между напряжением растяжения бетона и средней прочностью бетона на растяжение.

Уравнение (2) показывает, что остаточная площадь сечения напрягаемой арматуры не зависит от ее количества в сечении. Если для того же поперечного сечения и той же нагрузки используется большее усилие предварительного напряжения, то соответственно большая площадь сечения напрягаемой арматуры не должна привести к разрушению по трещинам. Следовательно, усилие предварительного напряжения должно быть не больше необходимого для обеспечения эксплуатационной пригодности элемента из предварительно напряженного бетона [8].

Опорный момент сечения можно рассчитать по остаточной площади сечения напрягаемой арматуры, учитывая увеличение деформации напрягаемой арматуры в состоянии разрушения ($\Delta\varepsilon_p$) по сравнению с деформацией в состоянии предварительного напряжения, а также учитывая внутреннее плечо оставшейся напрягаемой арматуры z_p :

$$M_{A_{p,r}} = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 (a^* - 1)}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p \cdot (k_0 + y_p)} \cdot (\varepsilon_p^0 + \Delta\varepsilon_p) \cdot E_p \cdot z_p. \quad (3)$$

Используя значение эффективности η преднатяженной арматуры, $\eta = \frac{\varepsilon_p^0 + \Delta\varepsilon_p}{\varepsilon_p^0}$, остаточный опорный момент в каждой точке балки $\varepsilon = x/l$ можно выразить следующим образом:

$$M_{A_{p,r}}(\xi) = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 [a^*(\xi) - 1]}{[k_0 + y_p(\xi)]} \cdot \eta \cdot z_p(\xi). \quad (4)$$

Для дальнейшей оценки аварийного отказа необходимо рассчитать остаточный запас прочности γ_r при полной нагрузке q по всей длине балки. Аварийный отказ можно считать безопасным, только если в каждой точке $\gamma_r \geq 1,0$.

Коэффициент остаточного запаса прочности γ_r для произвольной точки балки можно определить путем разложения уравнения (3):

$$\gamma_r(\xi) = \frac{M_{A_{p,r}}(\xi)}{M_q(\xi)} = \frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 [a^*(\xi) - 1]}{M_q(\xi) [k_0 + y_p(\xi)]} \cdot \eta \cdot z_p(\xi). \quad (5)$$

На рис. 2 показана несущая способность сечения остаточной преднатяженной арматуры $M_{A_{p,r}}$, момент от полной нагрузки M_q и соответствующий остаточный запас прочности.

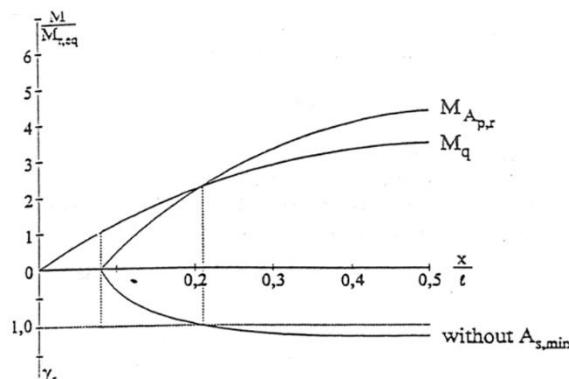


Рис. 2. Несущая способность остаточной преднатяженной арматуры и остаточный запас прочности

Fig. 2. Bearing capacity of remaining prestressing steel and the residual strength

На основании этого рисунка для любой однопролетной преднатяженной балки при исследовании потери преднатяжения арматуры можно определить три области. В первой области, где $M_q \leq M_{cr}$, полная потеря преднатяжения арматуры может быть без каких-либо внешних признаков. Это понятно, поскольку в этой области неповрежденное неармированное бетонное сечение может воспринимать момент $M_{\Delta q}$. Если прочность бетона на растяжение снижается при длительном нагружении после потери преднатяжения арматуры, или если нагрузка превышает кратковременную нагрузку A_q , эта область разрушится хрупко. Во второй области, где $M_{A_{p,r}} \leq M_q$, образование трещин происходит при частичной потере преднатяжения арматуры. Однако это не может рассматриваться как безопасное состояние, поскольку остаточный запас прочности в этой области меньше 1,0.

Только в третьей области, где $M_{A_{p,r}} > M_q$, существует безопасное состояние.

Для обеспечения предварительного предупреждения в каждой точке конструкции к предварительно напряженной стали элемента в принципе должно быть добавлено минимальное армирование.

Требуемая площадь арматуры

Требуемая площадь арматуры $\min A_s$ может быть определена с использованием критерия прочности с уменьшенным коэффициентом запаса прочности $\gamma_r = 1,0$. Характеристическое уравнение имеет вид:

$$\lambda \cdot \sigma_{c,\Delta q} \cdot W_{bu} - A_{p,r} \cdot E_p (\varepsilon_p^0 + \Delta \varepsilon_p) z_p = f_{yk} \cdot \min A_s \cdot z_s, \quad (6)$$

где λ — соотношение между полной и временной нагрузкой;

f_{yk} — предел текучести арматуры;

$\min A_s$ — требуемая площадь арматуры;

z_s — внутреннее плечо арматуры в состоянии разрушения.

Используя уравнение (2) для $A_{p,r}$, минимальное армирование назначается следующим образом:

$$\min A_s = A_c \left[\lambda \cdot \sigma_{cu,\Delta q} \frac{W_{cu}}{A_c} - \frac{f_{ctm} \cdot k_0 [a^* - 1]}{k_0 + y_p} \cdot \eta \cdot z_p \right] \cdot \frac{1}{f_{yk} \cdot z_s}. \quad (7)$$

Поскольку момент, приложенный к остаточной напрягаемой арматуре в области $M_{\Delta q} \geq M_{cr}$, увеличивается быстрее, чем момент нагрузки M_q , из уравнения (7) следует, что для точки, где $a^* = 1$ (т.е. $\sigma_{cu,\Delta q} = f_{ctm}$, а $M_{A_{p,r}}$ по-прежнему равно нулю) для обеспечения заблаговременного предупреждения о разрушении, требуется расчетное минимальное армирование. Следовательно:

$$\max(\min A_s) = \frac{\lambda \cdot f_{ctm} \cdot W_{cu}}{f_{yk} \cdot z_s}. \quad (8)$$

Несущая способность обычной арматуры в точке $a = 1$ ($M_{\Delta q} = M_c$) должна быть равна λ -кратному моменту трещинообразования поперечного сечения (см. рис. 3). Исходя из предположения, что предельное минимальное армирование будет установлено по всей длине балки, остаточная прочность определяется по формуле:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{1}{M_q(\xi)} = \left[\frac{A_c \cdot f_{ctm} \cdot k_0 [a(\xi) - 1]}{k_0 + y_p(\xi)} \cdot \eta \cdot z_p(\xi) + \lambda \cdot f_{ctm} \cdot W_{cu} \right]. \quad (9)$$

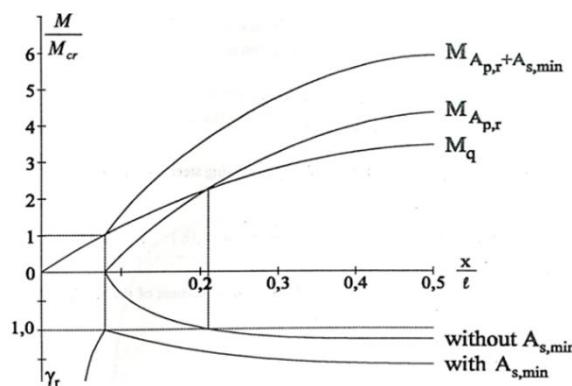


Рис. 3. Влияние минимального армирования на коэффициент прочности

Fig. 3. Influence of the minimum reinforcement on the safety factor

Статически неопределеные системы

Остаточные усилия напрягаемой арматуры и коэффициент запаса прочности

Для статически неопределенных систем справедливы те же условия, что и для статически определенных. Однако необходимо учитывать две особенности статически неопределенных систем:

- влияние статически неопределенного момента, обусловленного предварительным напряжением M_{vx} , на остаточную напрягаемую арматуру при образовании трещин;

- возможность перераспределения моментов в статически неопределенных системах [9–13].

Вплоть до образования трещин статически неопределенный момент, обусловленный предварительным напряжением, не изменяется, поскольку жесткость балки, вызванная локальной потерей напряжения самой арматуры, не меняется. Следовательно, влияние статически неопределенных моментов, обусловленных предварительным напряжением, может быть включено в определение остаточной напряженной арматуры, так что этот момент увеличивает или уменьшает уровень нагрузки в зависимости от своего знака. При этих условиях остаточное предварительное напряжение арматуры в статически неопределенных системах можно определить путем разложения уравнения (2). Теперь его можно записать как:

$$A_{p,r}(\xi) = \frac{W_{cu} \cdot [\sigma_{cu,\Delta q}(\xi) - f_{ctm}] + M_{vx}(\xi)}{\varepsilon_p^0 \cdot E_p(k_0 + y_p(\xi))}. \quad (10)$$

Из этого следует расчет опорного момента остаточной напряженной арматуры:

$$M_{A_{p,r}} = \frac{W_{cu} \cdot [\sigma_{cu,\Delta q}(\xi) - f_{ctm}] + M_{vx}(\xi)}{(k_0 + y_p(\xi))} \cdot \eta \cdot z_p(\xi). \quad (11)$$

На рис. 4 качественно представлена кривая опорного момента остаточного напряжения двухпролетной балки с равномерно распределенной нагрузкой.

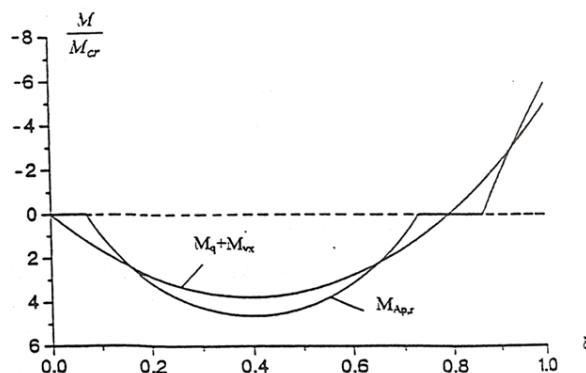


Рис. 4. Несущая способность остаточной преднапрягаемой арматуры
Fig. 4. Moment capacity of remaining prestressing steel

Сравнив опорный момент остаточной преднатягаемой арматуры с моментом от нагрузки, можно определить остаточную прочность по всей длине балки. Это приводит к следующему уравнению без учета возможности перераспределения моментов в статически неопределеных системах:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{1}{M_q(\xi)} \cdot \left(\frac{W_{cu} \cdot [\sigma_{cu,\Delta q}(\xi) - f_{ctm}] + M_{vx}(\xi)}{(k_0 + y_p(\xi))} \cdot \eta \cdot z_p(\xi) - M_{vx}(\xi) \right). \quad (12)$$

На рис. 5 в качестве примера показана остаточная прочность двухпролетной балки с периодическим профилем арматуры под равномерно распределенной нагрузкой.

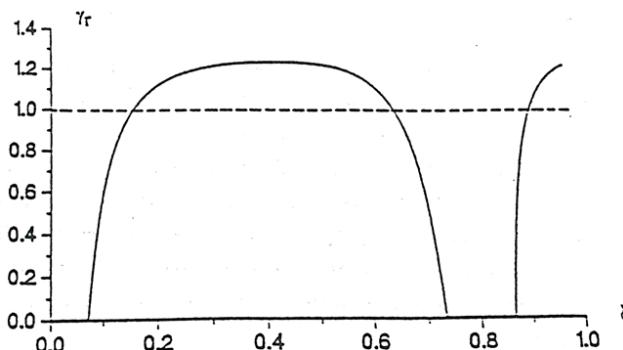


Рис. 5. Остаточная прочность без минимального армирования

Fig. 5. Residual strength without minimum reinforcement

На рис. 5 показано, что минимальное армирование также необходимо в статически неопределенных системах для компенсации дефицита прочности в зонах вблизи опор. С другой стороны, требуемое минимальное армирование может быть получено из уравнения равновесия моментов:

$$M_{A_s} = M_q + M_{vx} - M_{A_{p,r}}. \quad (13)$$

Как и для статически определимых систем, требуемое минимальное армирование для статически неопределенных систем имеет наибольшее значение в точке, где остаточное предварительное напряжение арматуры равно нулю. С учетом статически неопределенного момента, обусловленного предварительным напряжением, справедливо следующее выражение:

$$M_{\Delta q} + M_{vx} = M_{cr}. \quad (14)$$

Решая уравнение (14) относительно $M_{\Delta q}$ и подставляя полученное значение в уравнение (13), выражение для определения минимального армирования можно записать в виде:

$$M_{A_{s,min}} = \lambda \cdot M_{cr} - M_{vx}(\lambda - 1). \quad (15)$$

Если минимальное армирование, определяемое по уравнению (14), размещено по всей длине растянутой зоны, то остаточный коэффициент запаса прочности в каждой точке больше или равен единице. Это показано на рис. 6.

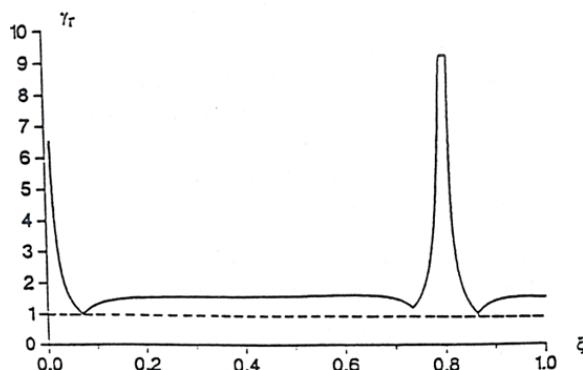


Рис. 6. Остаточный коэффициент запаса прочности при минимальном армировании согласно уравнению (15)
Fig. 6. Residual safety factor with minimum reinforcement according to Eq. (15)

Следует отметить, что требуемое минимальное армирование зависит от параметров поперечного сечения. Это означает, что в статически неопределеных системах минимальное армирование должно рассчитываться отдельно для верхней и нижней растянутых зон. Уравнение (14) можно использовать как для пролетной части, так и для опорной части. Выражения для минимального армирования не учитывают важное и благоприятное свойство статически неопределенной системы. Это свойство заключается в возможности перераспределения моментов. Поэтому необходимо исследовать, приводит ли использование перераспределения моментов к уменьшению минимально необходимого армирования согласно уравнению (14) в статически неопределеных системах.

Учет перераспределения моментов

Известно, что распределение моментов в статически неопределеных системах зависит от распределения жесткости внутри конструкции [14, 15]. Это означает, что локальные изменения жесткости могут привести к переменному распределению моментов. На первый взгляд, таким образом, можно сделать вывод, что потеря пред напряжения в статически неопределеных системах может быть частично или даже полностью компенсирована перераспределением моментов.

Как объяснялось выше, потеря сечения арматуры может возникнуть в любой точке конструкции. Следовательно, необходимо рассмотреть два различных случая перераспределения моментов:

- перераспределение от пролета к опоре, когда потеря происходит в пролете;
- перераспределение от опоры к пролету, когда потеря происходит на опоре.

При условии одинакового дефицита запаса прочности потеря внутри пролета, особенно вокруг внешней опоры, представляет собой гораздо более сложную задачу. Это связано с тем, что перераспределение, необходимое для компенсации дефицита, требует гораздо большей способности пластического поворота, чем та, которая необходима для потерь, происходящих в опорной зоне.

На рис. 7 качественно показан момент, который необходимо перераспределить в пролете и в опорных зонах для компенсации соответствующего дефицита момента.

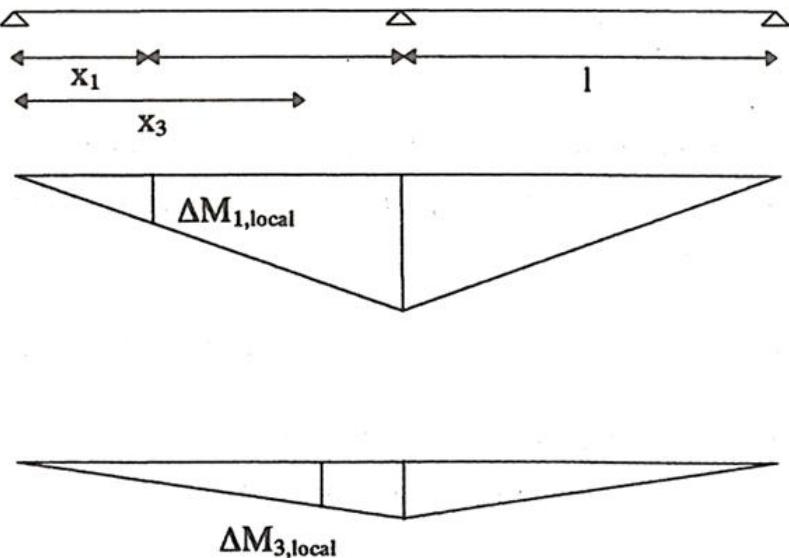


Рис. 7. Моменты, перераспределяемые вследствие потери напряжения в пролете и на опоре
Fig. 7. Moments to be redistributed due to tendon loss in the field and loss in the support areas

Требуемый пластический момент поворота для перераспределения, соответствующего ΔM_{local} , показан на рис. 7:

- для перераспределения от пролета к опоре:

$$\bullet \quad \theta_{pl,1} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{\Delta M_{1,local} \cdot l^3}{3x_1^2}; \quad (16)$$

- для перераспределения от опоры к пролету:

$$\bullet \quad \theta_{pl,3} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{\Delta M_{3,local} \cdot l^3}{3x_3^2}. \quad (17)$$

Как правило, в уравнениях (16) и (17) можно использовать жесткость из состояния I, поскольку потеря арматуры оказывает лишь локальное влияние. Это означает, что области элемента, оставшиеся неповрежденными, остаются без трещин. В случае сомнений необходимо проводить проверку, не возникнут ли трещины после перераспределения момента в других частях конструкции.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Сравнивая требуемый пластический поворот для перераспределения одного и того же ΔM_{local} в двух вышеупомянутых случаях перераспределения, можно получить следующее соотношение для требуемого пластического поворота:

$$\frac{\theta_{pl,1}}{\theta_{pl,3}} = \left(\frac{x_3}{x_1} \right)^2 \cdot \frac{\Delta M_{1,local}}{\Delta M_{3,local}}. \quad (18)$$

Это соотношение еще раз проясняет различные возможности перераспределения момента. Потерю сечения арматуры на внутренней опоре гораздо проще компенсировать перераспределением, чем потерю в пролете.

Для перераспределения момента одновременно должны выполняться два условия:

- достаточная деформационная способность в точке повреждения;
- достаточная способность воспринимать моменты в точках, оставшихся неповрежденными.

В общем случае оба эти условия должны всегда проверяться. Способности воспринимать моменты в точке, не подверженной деформации, бывает часто достаточно. Однако чаще ограниченная деформационная способность устанавливает строгие ограничения на перераспределение моментов. В случае потери натяжения арматуры существующую способность к пластическому повороту можно приблизительно определить, оценив ширину трещины в точке потери, которая может быть рассчитана следующим образом:

$$a_{crc} = \frac{0,4 \cdot \varepsilon_{uk} \cdot d_s \cdot f_{tk}}{6 f_{ctm}}. \quad (19)$$

Способность пластического поворота при потере арматуры может быть определена как:

$$\theta_{pl} = 0,07 \frac{\varepsilon_{uk} \cdot d_s}{d - x} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{ctm}}. \quad (20)$$

Используя диаметр обычной арматуры и высоту балки, можно установить, что деформационная способность балки при потере преднапряжения арматуры крайне ограничена.

Способность к пластическому повороту при потере преднапряжения арматуры весьма ограничена (уравнение 19), поэтому не следует ожидать значительного перераспределения момента. Таким образом, для обеспечения прочности предварительно напряженной бетонной балки как для статически определимых, так и для статически неопределенных систем требуется следующее минимальное армирование:

$$\min \rho_s = k_c \cdot 0,8 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}. \quad (21)$$

Требуемое минимальное армирование из предыдущей формулы соответствует количеству арматуры из уравнения (8), где в данном случае λ принимается равной 1, поскольку потеря сечения арматуры считается случайным воздействием.

Коэффициент 0,8 отражает влияние остаточного напряжения на несущую способность бетонного сечения без трещин. Следует учитывать, что усилие предварительного напряжения, в отличие от метода контроля ширины трещины, не используется. Обоснование этого приводит к уже выведенному соотношению: предельное значение минимальной арматуры требуется в точке, где остаточная площадь предварительно напрягаемой арматуры равна нулю.

Это количество арматуры должно быть установлено в растянутой зоне. Для повышения пластичности балки нижняя арматура из уравнения (20) должна быть продолжена над опорой на случай, если несущая способность растянутой зоны превысит несущую способность сжатой зоны.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Минимальное армирование можно использовать во всех статических расчетах. Уменьшение этого армирования возможно только в том случае, если всегда гарантируется возможность проверки предварительно напрягаемой арматуры, и если использование перераспределения моментов приводит к уменьшению необходимого количества арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мацееевич Т.А., Андреев И.Ф. Функция надежности предварительно напряженной корродированной железобетонной балки при нелинейном распространении коррозии // Строительство и реконструкция. 2023. № 5 (109). С. 45–52.
2. Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings // Eurocode 2, 2-е изд. London, UK : British Standards Institution, 2011.
3. fib Model code Fib Model code for concrete structures // FIB Model code. Lausanne, Switzerland : International Federation for Structural Concrete, 2020.
4. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 3. № 3. С. 62–74.
5. Тамразян А.Г., Мацееевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89–98.
6. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of Reinforcement Corrosion on the adhesion between Reinforcement and Concrete // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 4 (80). Pp. 128–137.
7. Бондаренко В.М., Иванов А.И., Пискунов А.В. Определение коррозийных потерь несущей способности сжатых железобетонных элементов при решении по СНиП // Бетон и железобетон. 2011. № 5. С. 26–28.
8. СП 63.1333.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 2012. С. 20–54.
9. Tamrazyan A.G., Sayed Y.A.K. A practical model for moment redistribution in statically indeterminate RC beams // European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2022. DOI: 10.1080/19648189.2022.2086179
10. Попов Д.С. Численные исследования перераспределения усилий в статически неопределеных коррозионно-поврежденных железобетонных балках // Инженерный вестник Дона. 2023. № 4 (100). С. 91–610.
11. Aydogan M.S., Aydemir C., Arslan G. An experimental and analytical research on moment redistribution in Reinforced concrete continuous beams // European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2023. Pp. 1–24. DOI: 10.1080/19648189.2023.2231052
12. Fernandez I., Herrador M.F., Mari A.R., Bairan J. Structural effects of steel reinforcement corrosion on statically indeterminate Reinforced concrete members // Materials and Structures. 2016. No. 12 (49). Pp. 4959–4973.
13. Li L., Zheng W., Wang Y. Review of moment redistribution in statically indeterminate RC members // Engineering Structures. 2019. No. 196. P. 109306.
14. Тамразян А.Г., Сайед Й.А.К. Параметры, влияющие на перераспределение моментов в статически неопределенных железобетонных балках // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 6. С. 4–11.
15. Mallumbela G., Moyo P., Alexander M. Longitudinal strains and stiffness of RC beams under load as measures of corrosion levels // Engineering Structures. 2012. No. 35. Pp. 215–227.

REFERENCES

1. Matseevich T.A., Andreev I.F. Reliability function of a prestressed corroded reinforced concrete beam with non-linear corrosion propagation. *Construction and Reconstruction*. 2023; 5(109):45-52. (in Russian).
2. Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Eurocode 2, 2nd ed. London, UK, British Standards Institution, 2011.
3. fib Model code Fib Model code for concrete structures. FIB Model code. Lausanne, Switzerland, International Federation for Structural Concrete, 2020.
4. Tamrazyan A.G. Conceptual approaches to assessing the survivability of building structures, buildings, and structures. *Reinforced concrete structures*. 2023; 3(3):62-74. (in Russian).
5. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability Analysis of a Reinforced Concrete Slab with Corroded Reinforcement. *Construction and Reconstruction*. 2022; 1(99):89-98. (in Russian).
6. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The Effect of Reinforcement Corrosion on the Adhesion between Reinforcement and Concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2018; 4(80):128-137.
7. Bondarenko V.M., Ivanov A.I., Piskunov A.V. Determination of Corrosion Losses of the Bearing Capacity of Compressed Reinforced Concrete Elements in Accordance with SNiP. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2011; 5:26-28. (in Russian).

8. SP 63.1333.2018. Concrete and Reinforced Concrete Structures. Basic Provisions. Updated version of SNiP 2012. 20-54. (in Russian).
9. Tamrazyan A.G., Sayed Y.A.K. A practical model for moment redistribution in statically indeterminate RC beams. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2022. DOI: 10.1080/19648189.2022.2086179
10. Popov D.S. Numerical studies of force redistribution in statically indeterminate corrosion-damaged reinforced concrete beams. *Engineering Bulletin of the Don*. 2023; 4(100):91-610. (in Russian).
11. Aydogan M.S., Aydemir C., Arslan G. An experimental and analytical study on moment redistribution in reinforced concrete continuous beams. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2023; 1-24. DOI: 10.1080/19648189.2023.2231052
12. Fernandez I., Herrador M.F., Mari A.R., Bairan J. Structural effects of steel reinforcement corrosion on statically indeterminate reinforced concrete members. *Materials and Structures*. 2016; 12(49):4959-4973.
13. Li L., Zheng W., Wang Y. Review of moment redistribution in statically indeterminate RC members. *Engineering Structures*. 2019; 196:109306.
14. Tamrazyan A.G., Sayed Y.A.K. Parameters influencing moment redistribution in statically indeterminate reinforced concrete beams. *Industrial and Civil Engineering*. 2022; 6:4-11. (in Russian).
15. Mallumbela G., Moyo P., Alexander M. Longitudinal strains and stiffness of RC beams under load as measures of corrosion levels. *Engineering Structures*. 2012; 35:215-227.



УДК 550.34.01
DOI: 10.22227/2949-1622.2025.4.18-30

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Исследование сцепления с бетоном арматуры нового класса прочности A550 СК

А.В. Шевченко^{1*}, А.Е. Наумов², М.А. Шевченко²

¹ АО «КТБ Железобетон», Москва, Российская Федерация

² Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, Москва, Российская Федерация
* a.shevchenko@ktbbeton.com

Ключевые слова: арматура, железобетон, сцепление арматуры с бетоном

История статьи

Поступила в редакцию: 12.11.2025

Доработана: 17.11.2025

Принята к публикации: 20.11.2025

Для цитирования

Шевченко А.В., Наумов А.Е., Шевченко М.А. Исследование сцепления с бетоном арматуры нового класса прочности A550 СК // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 12. № 4. С. 18–30.

Аннотация. Для нормативного обоснования контролируемых параметров арматурного проката необходимы представительные экспериментальные исследования. В работе изложены результаты экспериментальных исследований сцепления арматуры нового класса прочности A550 СК с бетоном. Данная статистическая обработка результатов. Получающиеся в результате экспериментальной оценки показатели удельной прочности сцепления, кН/мм, арматурного проката d10–36 A550СК в бетоне классов В30–В40 продемонстрировали устойчивую возрастающую линейную зависимость от относительной площади смятия поперечных ребер f_R , что требует подтверждения и на других сечениях проката и параметрах его оребрения, однако можно утверждать, что с обеспеченностью 0,95 учет в совершенствованной методике оценки величины анкеровки проката фактических параметров сечения позволит в пределах разброса свойств даже в одной партии обеспечивать обоснованное изменение расчетного сцепления арматуры с бетоном на величину до 15 % для проката малых диаметров (до 20 мм) и до 10 % для больших диаметров (20+ мм), в отношении которого рационализация нормативно требуемых больших величин расчетных анкеровок является наиболее эффективной и перспективной.

Investigation the Bond Behavior Between Concrete and Steel of the New Strength Class A550

А.В. Shevchenko^{1*}, А.Е. Naumov², М.А. Shevchenko²

¹ KTB Beton Group, Moscow, Russian Federation

² Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, Moscow, Russian Federation

* a.shevchenko@ktbbeton.com

Андрей Викторович Шевченко, кандидат технических наук, главный инженер, АО «КТБ Железобетон», 109428, г. Москва, 2-я Институтская, д. 6, стр. 64; eLIBRARY SPIN-код: 9509-5666, E-mail: a.shevchenko@ktbbeton.com

Андрей Евгеньевич Наумов, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой экспертизы и управления недвижимостью, Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 308012, г. Белгород, ул. Костюкова, д. 46; eLIBRARY SPIN-код: 9292-9988, E-mail: kafeun@mail.ru

Михаил Андреевич Шевченко, студент, Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 308012, г. Белгород, ул. Костюкова, д. 46; E-mail: shevasheva.m@gmail.com

© Шевченко А.В., Наумов А.Е., Шевченко М.А., 2025

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

Keywords: reinforcement, reinforced concrete, bond strength

Article history

Received: 12.11.2025

Revised: 17.11.2025

Accepted: 20.11.2025

For citation

Shevchenko A.V., Naumov A.E., Shevchenko M.A. Investigation the Bond Behavior Between Concrete and Steel of the New Strength Class A550. *Reinforced concrete structures*. 2025; 4(12):18-30.

Abstract. Representative experimental studies are necessary for the normative substantiation of the controlled parameters of the rolled products. The paper presents the results of experimental studies of the adhesion of reinforcement of the new strength class A550 with concrete. Statistical processing of the results is given. The main ones are defined. The experimentally evaluated specific bond strength indicators, kN/mm, of reinforcing steel $d10\text{--}36$ A550 in concrete classes B30–B40 demonstrated a stable increasing linear dependence on the relative bearing area of the transverse ribs f_R . This requires verification on other cross-sections of the rolled product and its rib parameters. However, it can be stated that with a probability of 0.95, accounting for the actual cross-sectional parameters in the improved method for evaluating the anchorage value of the rolled product will allow, within the scatter of properties even within a single batch, for a justified adjustment of the design bond strength between reinforcement and concrete by up to 15 % for small-diameter rolled products (up to 20 mm) and up to 10 % for larger diameters (20+ mm). For the latter, the rationalization of the normatively required large design anchorage lengths is the most effective and promising.

ВВЕДЕНИЕ

Вопрос экономии материалов в строительстве в настоящее время является одним из важнейших. Поэтому внедрение и применение арматуры промежуточных классов в процесс проектирования гражданских и промышленных объектов следует считать актуальной задачей. Для применения в расчетах требуются новые, экспериментально обоснованные результаты не только о физико-механических характеристиках стали, но и данные об эффективности совместной работы арматуры с бетоном [1–15]. В работе приводятся исследования сцепления с бетоном арматуры класса A550 СК, производимой металлургическим холдингом «Новосталь М» [1], со статистическим обоснованием результатов. Нормативно определяемая несущая способность проката на выдергивание из бетона не учитывает фактическую величину относительной площади смятия поперечных ребер f_R , что является значительным недоучетом фактических условий работы проката и препятствует рациональному проектированию армируемых конструкций в целом, приводя к появлению нереализованного запаса прочности при назначении величин нахлесток и анкеровок, оказывающих заметное влияние на металлоемкость арматурных решений. Так, результаты расчета нормативной прочности на выдергивание для $d10\text{--}d36$ A500C (форма проката 2Ф по работе [5]) демонстрируют прямую зависимость усилия вытаскивания лишь от прочности бетона и арматуры на растяжение, что связано с отсутствием нормативной модели работы контактного слоя бетон – арматура, что опровергается экспериментальной практикой, нуждается в прикладной методике нормативного учета параметров оребрения проката и условий его работы в бетоне.

МЕТОД

В связи с нелинейностью исследуемой модели планирование эксперимента для принятых факторов проводились в трех уровнях. В качестве факторов эксперимента принимали класс бетона и диаметр арматурного стержня. Программа испытаний дана в табл. 1.

Andrey V. Shevchenko, Candidate of Technical Sciences, Chief Engineer, KTB Beton Group, 6 64 2nd Institute, Moscow, 109428, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9509-5666, E-mail: a.shevchenko@ktbbeton.com

Andrey E. Naumov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Expertise and Real Estate Management, Belgorodsky State Technological University named after V.G. Shukhov, 46 Kostyukova st., Belgorod, 308012, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9292-9988, E-mail: kafeun@mail.ru

Mikhail A. Shevchenko, student, Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, 46 Kostyukova st., Belgorod, 308012, Russian Federation; E-mail: shevasheva.m@gmail.com

Таблица 1 / Table 1

Программа испытаний / The testing program

| Класс бетона Concrete grade | Наименование образца Specimen designation | Диаметр, мм Diameter, mm | Кол-во, шт Quantity, pcs. |
|--------------------------------|--|-----------------------------|------------------------------|
| B20 | Выд-10-B20-E | 10 | 4 |
| | Выд-16-B20-E | 16 | 3 |
| | Выд-36-B20-E | 36 | 3 |
| B30 | Выд-10-B30-E | 10 | 3 |
| | Выд-16-B30-E | 16 | 3 |
| | Выд-36-B30-E | 36 | 3 |
| B40 | Выд-10-B40-E | 10 | 3 |
| | Выд-16-B40-E | 16 | 3 |
| | Выд-36-B40-E | 36 | 4 |

С целью апробации методики испытаний и возможности ее корректировки при значительном расхождении с теоретическими предпосылками из серии образцов с количеством 4 штуки предварительно проводят испытания, изготовив отдельные образцы.

Проведение испытаний

Авторами для исследования потенциальных возможностей и нормативного учета параметров поперечного сечения проката при оценке его прочности на выдергивание были проведены выборочные измерения геометрических параметров периодического профиля арматуры класса А550СК в части относительной площади смятия поперечных ребер f_R , определяемой по формулам А.1 и А.3 [3] (табл. 2, 3), позволившие установить значительно большие установленных [5] фактические значения параметра, являющегося, вероятно, побочным придаваемым при технологическом совершенствовании производства прокату свойством, никак не коррелирующим с минимальными нормативными требованиями и тем более содержащим значительный нереализованный потенциал учета при оценке прочности.

Таблица 2 / Table 2

Исходные данные / Initial data

| Диаметр проката, мм Rebar diameter, mm | Класс бетона Concrete grade | Глубина анкеровки, мм Anchorage depth, mm | Расчетная прочность арматуры R_s , МПа / Design strength of reinforcement R_s , MPa | Расчетная прочность бетона R_{bt} , МПа / Design tensile strength of concrete R_{bt} , MPa | Расчетная прочность бетона R_{bond} , МПа / Design bond strength of concrete R_{bond} , MPa | Расчетное усилие выдергивания, кН/мм / Design pull-out force, kN/mm |
|---|--------------------------------|--|---|--|---|---|
| 10 | B40 | 50 | 480 | 1,40 | 3,50 | 0,11 |
| 16 | B40 | 50 | 480 | 1,40 | 3,50 | 0,28 |
| 36 | B40 | 50 | 480 | 1,40 | 3,50 | 0,55 |

Таблица 3 / Table 3

Результаты измерения относительной площади смятия поперечных ребер сечения проката f_R для отдельных стержней A550CK / Measurement results of the relative crumpling area of the transverse ribs of the rolled section f_R for individual rods A550SK

| Диаметр Diameter | Форма Delivery form | Фактическая относительная пло- щадь смятия поперечных ребер f_R Actual relative bearing area of trans- verse ribs f_R | | C_{\min} , установленное [3] C_{\min} , specified in [3] |
|---------------------|------------------------|--|------------|---|
| | | C_{\max} | C_{\min} | |
| 10 | Мотки / Coils | 0,092 | 0,092 | 0,052 |
| 10 | Мотки / Coils | 0,083 | 0,076 | 0,052 |
| 10 | Мотки / Coils | 0,085 | 0,083 | 0,052 |
| 16 | Прутки / Bars | 0,088 | 0,077 | 0,056 |
| 16 | Прутки / Bars | 0,077 | 0,076 | 0,056 |
| 16 | Прутки / Bars | 0,080 | 0,076 | 0,056 |
| 36 | Прутки / Bars | 0,096 | 0,091 | 0,056 |
| 36 | Прутки / Bars | 0,087 | 0,087 | 0,056 |
| 36 | Прутки / Bars | 0,096 | 0,092 | 0,056 |

Несмотря на нормативную допустимость двойкой оценки относительной площади смятия поперечных ребер сечения проката f_R по формулам А.1 и А.3 [5], результаты расчета продемонстрировали приемлемую корреляцию значений по обеим формулам (рис. 1) в пределах соотношения значений 100–120 %, что позволяет для практических целей принимать наиболее геометрически обоснованное значение f_R по формуле А.3 с линейным соотнесением получающейся прочности на выдергивание для других методов оценки f_R .

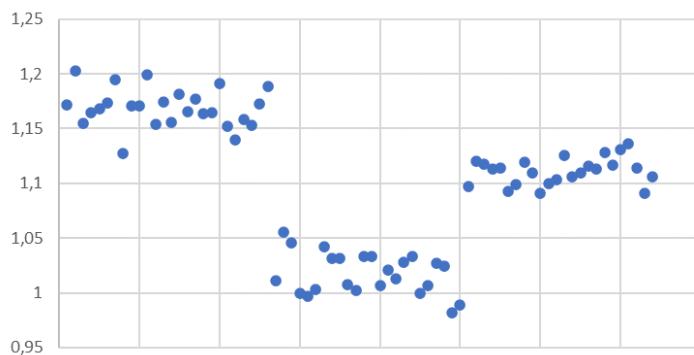


Рис. 1. Отношение относительной площади смятия поперечных ребер сечения проката f_R для отдельных стержней A550CK, определенной по формулам А.1 и А.3 [5]: слева направо прокат $d10, d16, d36$ соответственно

Fig. 1. The ratio of the relative area of crumpling of the transverse ribs of the rolled section f_R for individual rods A550SK, determined by formulas A.1 and A.3 [5]: from left to right procat $d10, d16, d36$, respectively

Учитывая текущее нормативное несовершенство, отсутствие механизмов учета фактических параметров сечения проката, количественная оценка потенциала прочности проката на

вытаскивание из бетона может быть осуществлена только экспериментально. Испытание вытаскиванием, базирующееся на работе [3], выполняется для определения сцепления арматуры и служит основанием для сравнения проката одинакового диаметра, но с разными влияющими на сцепление факторами, в частности категорией пластичности проката (рис. 2). Принцип испытания заключается в том, что к арматурному стержню, который включается в бетонный куб вдоль определенной длины, прикладывают растягивающее усилие, оставляя другой конец стержня без напряжения. Соотношение между силой растяжения и сдвигом (относительное смещение между арматурой и бетоном) измеряется до разрушения (сцепления или непосредственно арматуры).

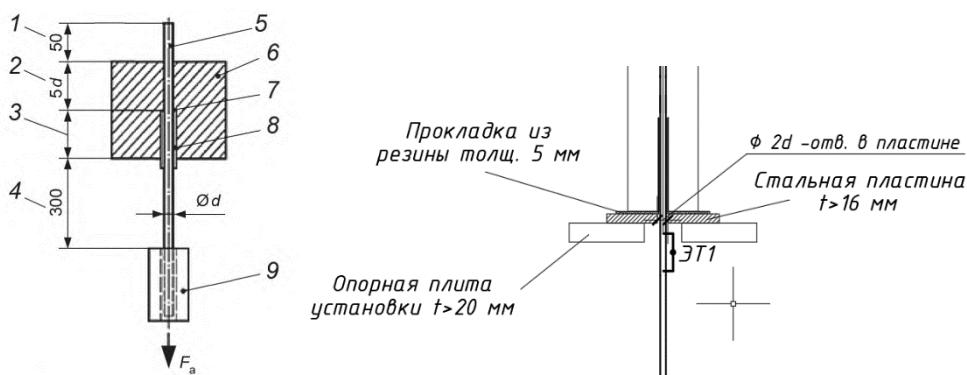


Рис. 2. Принципиальная схема испытания сцепления стальной арматуры периодического профиля с бетоном (испытание на вытаскивание) [1]: 1 — часть стержня до точки применения устройства измерения смещения; 2 — длина сцепления; 3 — свободная преддлина $5d$, минимум 200 мм — $5d$; 4 — часть стержня до точки приложения силы растяжения; 5 — арматурный стержень; 6 — бетон; 7 — закупоривание; 8 — пластмассовая трубка; 9 — захват испытательной машины

Fig. 2. Schematic diagram of testing the adhesion of steel reinforcement of a periodic profile to concrete (pulling test) [1]: 1 — part of the rod up to the point of application of the displacement measuring device; 2 — length of coupling; 3 — free pre-length $5d$, minimum 200 mm — $5d$; 4 — part of the rod up to points of application of the tensile force; 5 — reinforcing rod; 6 — concrete; 7 — plugging; 8 — plastic tube; 9 — gripping the testing machine

Испытательный образец по методике испытаний представляет собой куб бетона, в центре которого располагается стержень, эффективная длина сцепления которого принимается в пределах 5 диаметров и соответствует только части образца, в другой части стержня сцепление отсутствует. Испытуемый стержень продолжается за обе стороны образца, выдергивающее усилие прикладывается к длинному концу, устройство измерения сдвига устанавливается на коротком выпуске образца. Вокруг стержня устанавливаются изолирующие его от бетона трубы, исполнение и материал которых должны максимально исключать влияние сцепления этого участка с бетоном на общий результат эксперимента, что достигается использованием тонких гладких ПВХ трубок, герметизированных от затекания бетона с торцов. Механизм приложения выдергивающей силы методикой испытаний не нормируется, однако он должен быть оснащен системой регулирования прикладываемого усилия, допускающего контроль его значения при повышении с точностью не менее 1 % максимальной силы, полученной при испытании, и фиксацию усилия на этапах испытаний, что достигается использованием гидравлических тянувших (обратного действия) цилиндров, нагружаемых контролируемым эталонным манометром давлением насосной станции. Точность приборов для измерения сдвига установлена методикой в 0,01 мм. Она несложно достигается и увеличивается при использовании индикаторов часового типа ИЧ 12,5-0,001, для удобства фиксации и документирования результатов — электронных, устанавливаемых на поверхность бетонного образца и свободный торец выдергиваемого стержня. Испытуемый стержень контролируется на отсутствие в производственном состоянии случайной вторичной окалины, ржавчины, следов механической обработки и

очистки, измененной шероховатости и прочих влияющих на условия сцепления с бетоном обстоятельств, рекомендуется обезжиривать непосредственно перед обетонированием в образце.

Для экспериментальных исследований в соответствии с рекомендуемой методикой схемой (рис. 3) изготовлен испытательный стенд, приспособленный под изменяемые размеры испытываемых образцов, размеры и усилие нагружающих устройств, оборудованный инструментами видеоконтроля и фиксации показаний, измеряющих устройства на этапах нагружения (рис. 4). Нагружение образца в стенде осуществлялось изготовленным захватом для торца стержня с приваренной опорной пластиной, приложение нагрузки выполнялось тянущим гидравлическим цилиндром ДО150 (150 кН) рабочим давлением 60 МПа, нагнетаемым автоматической насосной станцией Энерпред НЭЭ-1106К, контролируемой цифровым манометром ЦМ-И-521Р.

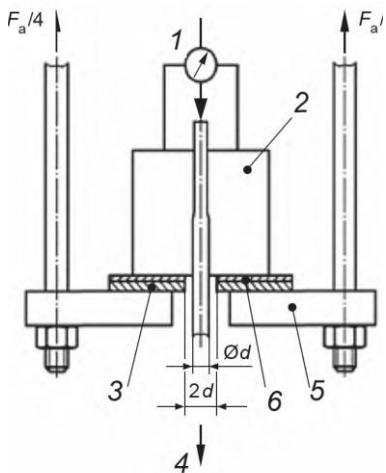


Рис. 3. Рекомендуемая [1] схема испытательной установки:

1 — прибор измерения сдвига А0; 2 — испытываемый образец; 3 — стальная плита толщиной не менее 10 мм; 4 — сила растяжения; 5 — опорная плита; 6 — резиновая несущая прокладка

Fig. 3. Recommended [1] scheme of the test installation: 1 — slip measuring device A0; 2 — test sample; 3 — steel plate with a thickness of at least 10 mm; 4 — tensile force; 5 — base plate; 6 — rubber bearing gasket

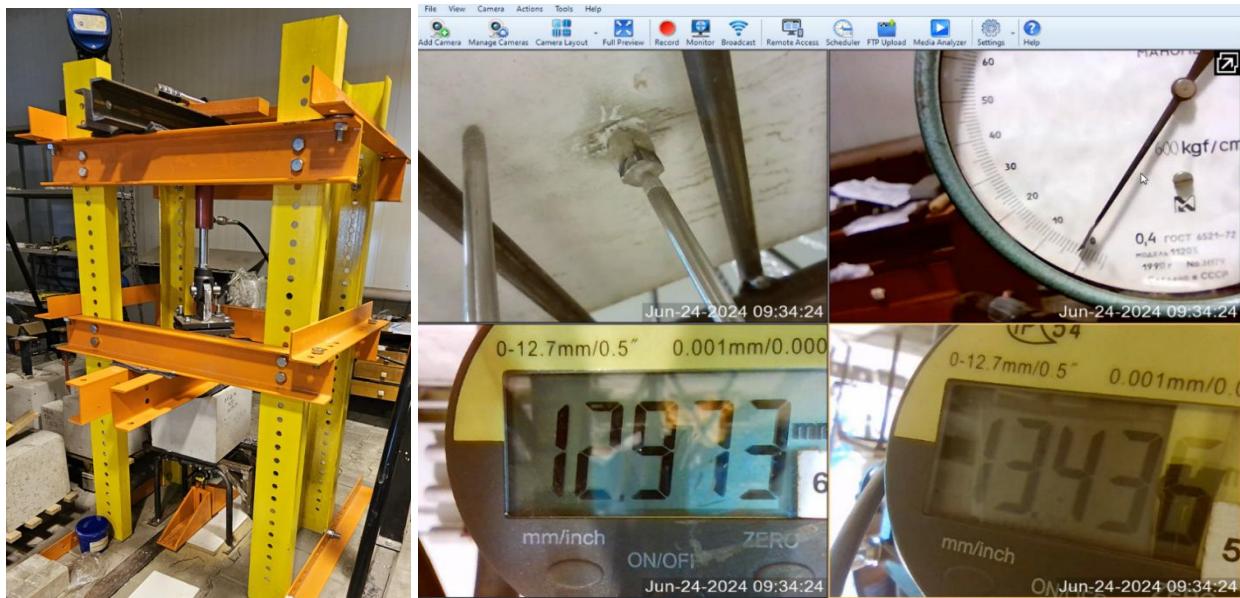


Рис. 4. Стенд для испытаний прочности арматурного проката на выдергивание из бетона (прочность сцепления арматурного проката с бетоном): общий вид установки с испытываемым образцом, видеоконтроль параметров испытаний, обеспечивающий данные для цифрового протокола эксперимента

Fig. 4. Test bench for the strength of rebar rolled products for pulling out of concrete (adhesion strength of rebar rolled products to concrete): general view of the installation with the test sample, video monitoring of the test parameters, providing data for the digital protocol of the experiment

Рекомендованный режим проведения испытаний включает температуру воздуха не ниже 15 °С и влажность 40–60 %, режим приложения выдергивающей нагрузки — кратковременное поэтапно увеличивающееся нагружение с величиной каждой ступени нагружения не менее 10 % от теоретической выдергивающей стержень нагрузки, с выдержкой приложения нагрузки на каждом этапе не менее 5 мин до стабилизации показаний измеряющих перемещение продергивания стержня приборов.

Оценка фактических запасов прочности арматурного проката на выдергивание из бетона определялась по экспериментально устанавливаемой прочности сцепления исследуемого арматурного проката А550СК с бетоном близких по прочности на растяжение классов В30 и В40. Изготавливаемые для испытаний образцы соответствовали техническим характеристикам, представленным на рис. 1.

Изготовление бетонных смесей, приготовление экспериментальных образцов и их приемка производились в соответствии с требованиями ГОСТ 10180, образцы набирали прочность в условиях тепловлажностной обработки. Образцы должным образом маркировались и хранились. Для приготовления бетонных смесей применялись цементы по ГОСТ 10178 и ГОСТ 31108, заполнитель для образцов принял фракции 5–20 из плотных горных пород. Принятые для изготовления экспериментальных образцов заполнители для тяжелых бетонов удовлетворяют требованиям ГОСТ 26633, а также требованиям на конкретные виды заполнителей: ГОСТ 8267, ГОСТ 8736, ГОСТ 5578, ГОСТ 26644, ГОСТ 25592, ГОСТ 25818, ГОСТ 32495 и ГОСТ Р 55224. Вода затворения бетонной смеси и приготовления растворов химических добавок соответствовала требованиям ГОСТ 23732.

Арматурные изделия изготавливались и контролировались по ГОСТ Р 57997–2017, формы для изготовления образцов соответствовали требованиям ГОСТ 10180, ГОСТ 22685 и ГОСТ 25781. Перед испытаниями в журнал испытаний помимо требуемых стандартами данных занесены фактические размеры образцов, сеток, фактическое расположение арматуры, фактическая величина относительной площади смятия поперечных ребер f_R . Установлено отсутствие дефектов изготовления образцов (каверны, раковины, трещины, наплыты, сколы ребер, отклонения от плоскостности, отклонения от прямолинейности и перпендикулярности), оказывающих неучитываемое негативное влияние на результат эксперимента.

Процедура испытания в соответствии с Приложением D [3] включает вертикальное размещение образца на опорной плите натяжного устройства, имеющего центральную полость $2d$. Сила натяжения F_a прикладывается к длинному концу образца, степень нагружения V_p определяется для каждого диаметра стержня отдельно, позволяя контролировать усилие выдергивания по шаговому увеличению напряжений в стержне, использовалось значение скорости нагружения $V_p = 0,56d^2$ (Н/с), где d является номинальным диаметром стержня в миллиметрах и составляет 56, 143 и 726 Н/с для проката $d10$, $d16$ и $d36$ соответственно. Сдвиг свободного торца стержня измеряется в начале и в конце каждого приращения нагружения, разница в показаниях индикаторов, установленных на бетонной и стальной частях образца, относится к величине продергивания стержня, характер изменения которой позволяет отделить упругую (обратимую) и пластическую часть деформации.

Перемещения сдвига торца испытуемого проката отсчитывались по показаниям индикатора, упираемого в выводимые за поверхность бетона торец проката, перемещения бетона — по показаниям другого индикатора, упираемого в нижнюю грань образца в пределах 10–15 мм от стержня проката (см. рис. 5).

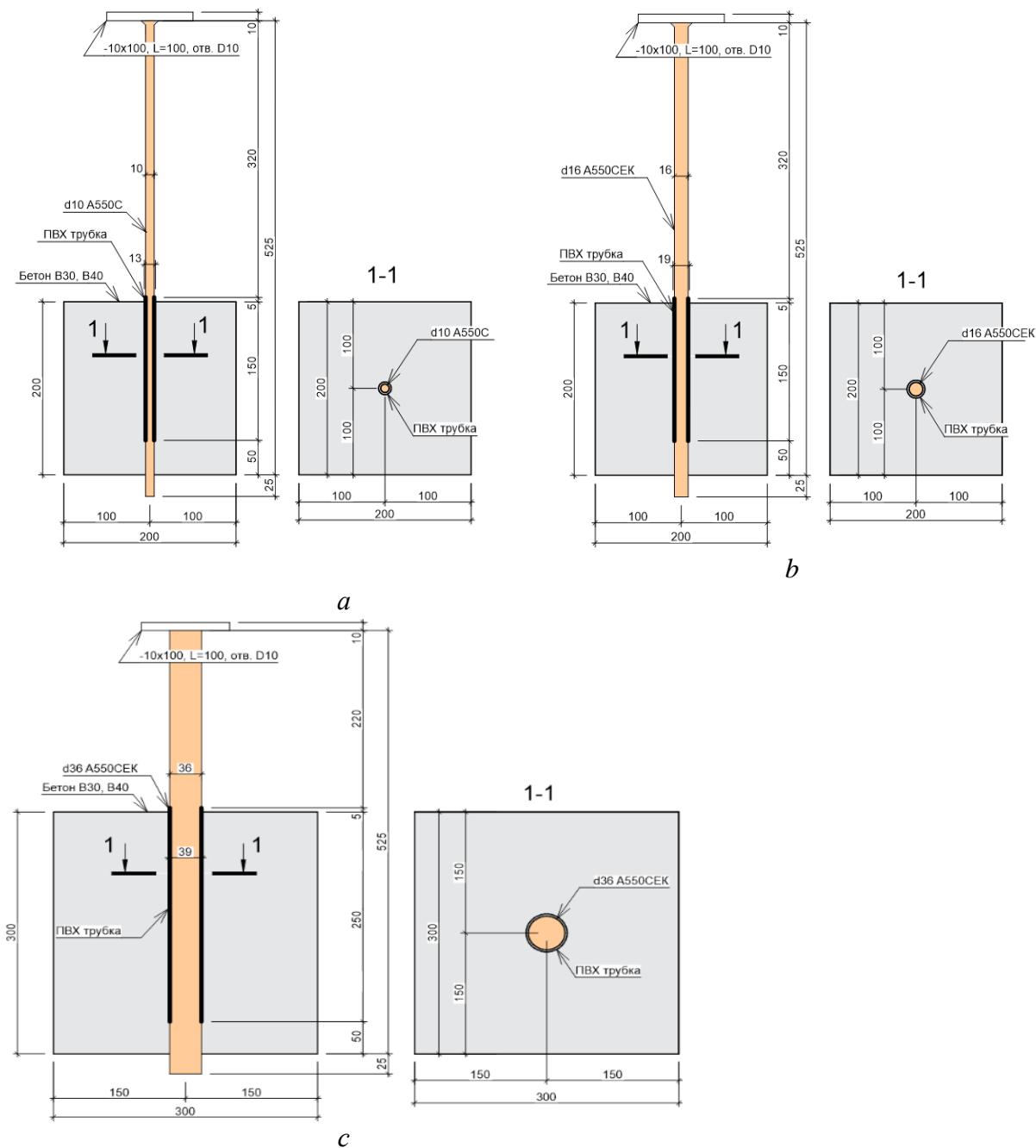


Рис. 5. Технические характеристики образцов прочности арматурного проката на выдергивание из бетона (прочность сцепления арматурного проката с бетоном): *a* — Выд-10; *b* — Выд-16; *c* — Выд-36

Fig. 5. Technical characteristics of samples of strength of reinforced rolled products for pulling out of concrete (strength of adhesion of reinforced rolled products to concrete): *a* — Выд-10; *b* — Выд-16; *c* — Выд-36

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Так как при статистической обработке результатов располагали только данной выборкой, то для исключения резко выделяющихся результатов применяли критерий Граббса [6]. В зависимости от того, какой из крайних членов исследуемой упорядоченной совокупности $x_i (i = 1, 2, \dots, n)$, определяют значения:

$$G_1 = \frac{x_n - \bar{x}}{s} \quad (1)$$

или

$$G_2 = \frac{\bar{x} - x_1}{s}, \quad (2)$$

где

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}; \quad (3)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}, \quad (4)$$

где \bar{x} — среднее значение; s — стандарт (среднее квадратическое отклонение); n — количество образцов.

Далее полученные значения сопоставляют с критическими значениями для найденного уровня значимости (рис. 6). Результаты расчета даны в табл. 4.

Таблица 4 / Table 4

Исключение грубых погрешностей / Exclusion of gross errors

| Маркировка Specimen | Фактическая прочность сцепления, МПа Bond strebgth, MPa | Стандарт s Standard s | Среднее \bar{x} Mean value \bar{x} | Критерий Граббса для крайних членов выборки Grubbs' criterion for extreme sample values | | Критическое значение при $\alpha = 0,05$ / Critical value at $\alpha = 0,05$ |
|---|---|------------------------------|---|--|-------------------------|---|
| | | | | минимального / minimum | максимального / maximum | |
| Выд-20.355112175318 /00.01.00/0,000 | 20,355 | 3,025 | 24,65 | 1,418 | 2,241 | 2,294 |
| Выд-21.6670350661282 /00.01.00/0,000 | 21,667 | | | | | |
| Выд-23.2725753962235 /00.01.00/0,000 | 23,273 | | | | | |
| Выд-23.4794852589289 /00.01.00/0,000 | 23,479 | | | | | |
| Выд-24.2034784120724 /00.01.00/0,000 | 24,203 | | | | | |
| Выд-24.3278990216177 /00.01.00/0,000 | 24,328 | | | | | |
| Выд-25.4438902191475 /00.01.00/0,000 | 25,444 | | | | | |
| Выд-25.6794489672631 /00.01.00/0,000 | 25,679 | | | | | |
| Выд-26.6100832934528 /00.01.00/0,000 | 26,610 | | | | | |
| Выд-31.4245438864146 /00.01.00/0,000 | 31,425 | | | | | |

После исключения резко выделяющихся наблюдений строится выровненная эмпирическая кривая и проверяется гипотеза о ее распределении по нормальному закону (Гаусса). Расчет ведем по методике [8].

Предварительно вычисляем \bar{x} и s .

В столбце 6 табл. 5 определяется:

$$t = \frac{x_i - \bar{x}}{s}, \quad (5)$$

где x_i — середина i -го интервала; \bar{x} — среднее значение; s — стандарт (среднее квадратическое отклонение).

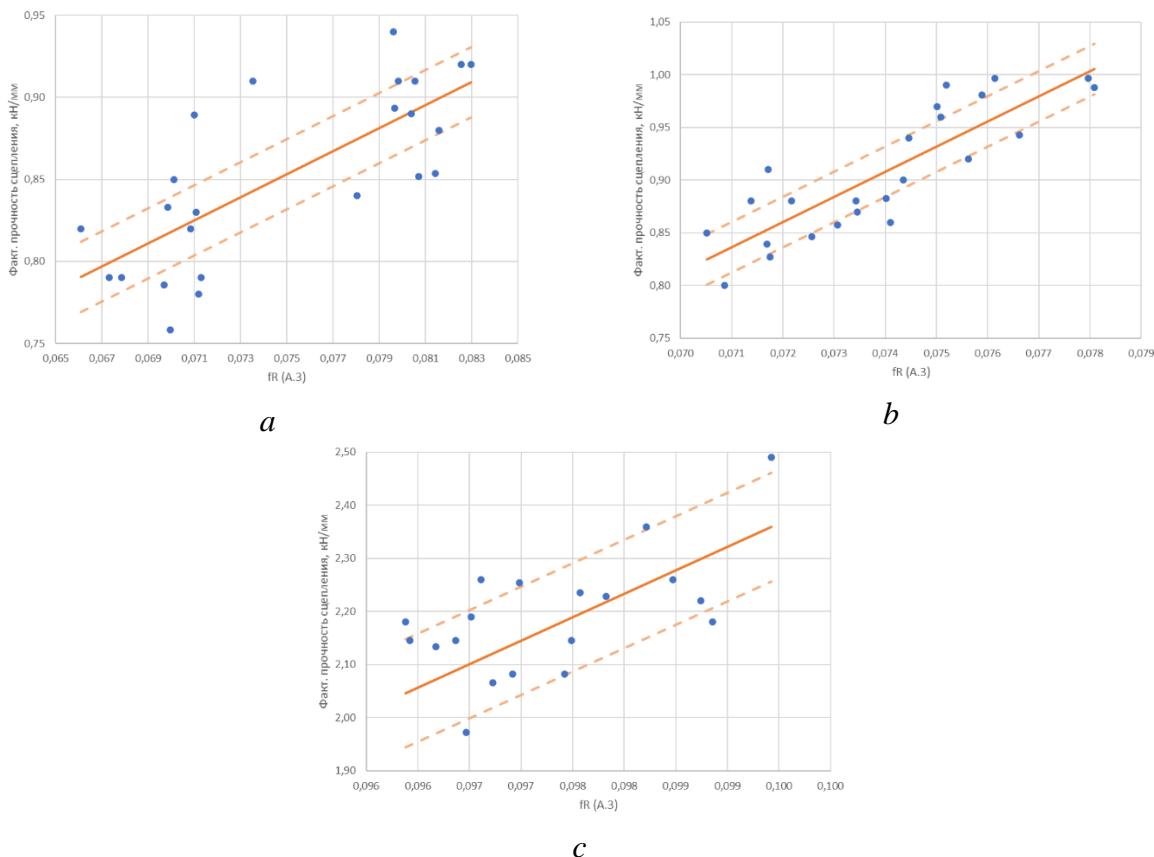


Рис. 6. Зависимости удельной прочности сцепления, кН/мм, арматурного проката в бетоне классов B30–B40 от относительной площади смятия поперечных ребер f_R : *a* — d10A550C; *b* — d16A550C; *c* — d36A550C

Fig. 6. Dependences of the specific adhesion strength, kN/mm, of reinforced rolled products in concrete of classes B30–B40 on the relative area of the transverse ribs of f_R : *a* — d10A550C; *b* — d16A550C; *c* — d36A550C

По вычисленным значениям t в Приложении V [8] находим $\varphi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}}$ (см. столбец 6 табл. 5).

Затем составляется разность между накопленными теоретическими и накопленными эмпирическими суммами и находится максимальное значение этой разности. В нашем случае она равна 0,33.

Таблица 5 / Table 5

Результаты проверки принадлежности закона нормального распределения (критерий Колмогорова) /
Results of verification of compliance with the law of normal distribution (Kolmogorov's criterion)

| No. | Маркировка / Specimen | Фактическая прочность сцепления, MPa / Bond Strength, MPa | Среднее Стандарт, s / Standard, s | Среднее интervала / Middle point of the range | $\bar{X}_i - \bar{X}$ | $t = \frac{\bar{X}_i - \bar{X}}{s}$ | $\Phi(t)$ | Вероятность интервалов $(h/s) \cdot \varphi(t)$ / Probability of the ranges | Теоретические частоты (n_i) / Theoretical frequencies | Накопленные эмпирические $\sum m_i$ / Accumulated empirical $\sum m_i$ | (накопленные) m_i' / (Accumulated) m_i' | D_{\max} | λ | $P(\lambda)$ | | |
|-----|------------------------|---|---------------------------------------|---|-----------------------|-------------------------------------|-----------|---|---|--|---|------------|-----------|--------------|--------|----|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| 1 | Выл-10 B40/23.05.24 | 26.308 | | | 26.477 | -4.544 | -1.192 | 0.19600 | 0.1669 | 0.67 | 1 | 0.67 | 0.33 | | | |
| 2 | Выл-10 B40/23.05.24 | 26.646 | | | 29.321 | -1.700 | -0.446 | 0.36120 | 0.3076 | 1.23 | 2 | 1.9 | 0.1 | | | |
| 3 | Выл-10 B40/17.05.24 | 28.200 | | | 33.617 | 2.596 | 0.681 | 0.31630 | 0.2693 | 1.08 | 3 | 2.98 | 0.02 | | | |
| 4 | Выл-10 B40/17.05.24 | 29.508 | | | 34.667 | 3.646 | 0.957 | 0.25240 | 0.2149 | 0.86 | 4 | 3.84 | 0.16 | | | |
| 5 | Выл-10 B40/17.05.24 | 30.254 | | | 3.811 | 31.021 | | | | | | | 0.083 | 0.166 | 0.9999 | |
| 6 | Выл-10 B40/17.05.24 | 33.617 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | Выл-10 B40/17.05.24 | 34.667 | | | | | | | | | | | | | | |

После этого находим:

$$D_{\max} = \frac{0,33}{N} = \frac{0,33}{4} = 0,083, \quad (6)$$

где $N = \sum m_i = 4$.

Коэффициент $\lambda = D_{\max} \sqrt{N} = 0,083 \cdot \sqrt{4} = 0,166$.

По Приложению XI [8] для данного значения λ находим $P(\lambda)$ — вероятность того, что гипотетическая функция выбрана правильно. В нашем случае для $\lambda = 0,166$, $P(\lambda) = 0,9999$, следовательно, эмпирическая и теоретическая кривые согласуются хорошо.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Получающиеся в результате экспериментальной оценки показатели удельной прочности сцепления, кН/мм, арматурного проката d10-36A550C в бетоне классов В30–В40 продемонстрировали устойчивую возрастающую линейную зависимость от относительной площади смятия поперечных ребер f_R , что требует подтверждения и на других сечениях проката и параметрах его оребрения, однако можно утверждать, что с обеспеченностью 0,95 учет в совершенствующей методике оценки величины анкеровки проката фактических параметров сечения позволит в пределах разброса свойств даже в одной партии обеспечивать обоснованное изменение расчетного сцепления арматуры с бетоном на величину до 15 % для проката малых диаметров (до 20 мм) и до 10 % для больших диаметров (20+ мм), в отношении которого рационализация нормативно требуемых больших величин расчетных анкеровок является наиболее эффективной и перспективной.

Статистическая обработка данных выявила нормальное распределение прочностей, что требует проведения увеличенного объема испытания для оценки по критерию Колмогорова. На основании полученного результата рационально изменение подхода к оценке прочности проката на сцепление с бетоном в случае применения в конструкции арматуры с повышенным значением $f_R > 0,075$ и тяжелого бетона классов В30–В40, допускающего наравне с нормативным обоснованное снижение величины анкеровки на основании испытаний на выдергивание и входного контроля f_R .

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цыба О.О., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Баглаев Н.Н., Шевченко А.В. Исследования арматуры нового класса прочности А550СК // Бетон и железобетон. 2023. № 619 (5/6). С. 62–70.
2. Цыба О.О. Трещиностойкость и деформативность растянутого железобетона с ненапрягаемой и напрягаемой стержневой арматурой, имеющей различную относительную площадь смятия поперечных ребер : автореф. дис. к.т.н. // Науч.-исслед. центр «Строительство». 2011.
3. RILEM Рекомендации RC 6. Испытание на сцепление арматурной стали — 2. Испытание выдергиванием. 1983.
4. СП 63.1330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М. : Стандартинформ, 2018.
5. ГОСТ 34028–2016. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия. М. : Стандартинформ, 2019.
6. ГОСТ Р ИСО 5479–2002. Статистические методы. Проверка отклонения распределения вероятностей от нормального распределения. М. : ИПК Издательство стандартов, 2002.
7. ISO 5479:1997. Statistical interpretation of data. Tests for departure from the normal distribution.
8. РТМ 44–62. Методика статистической обработки эмпирических данных. М. : Изд-во стандартов, 1966.

9. ГОСТ 34028–2016. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия. М. : Стандартинформ, 2019.
10. ГОСТ Р 52544–2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. М. : Стандартинформ, 2006.
11. ГОСТ 12004–81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. М. : Стандартинформ, 2009.
12. ГОСТ 14098–2014. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры. М. : Стандартинформ, 2015.
13. Смоляго Г.А., Жданов А.Е., Обернихина Я.Л. Влияние уровня нагрузки усиления на несущую способность железобетонных балок, внешне армированных углепластиком // Железобетонные конструкции. 2023. № 3(3). С. 49–61. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.49-61
14. Тамразян А.Г., Садоян Г.А. Несущая способность изгибаемых железобетонных балок при коррозионных повреждениях сжатой зоны // Железобетонные конструкции. 2025. № 11 (3). С. 21–27. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.21-27
15. Римшин В.И., Сулейманова Л.А., Амелин П.А. Несущая способность полимеркомпозитно усиленных изгибаемых железобетонных элементов в условиях воздействия коррозионной среды // Железобетонные конструкции. 2025. № 11(3). С. 28–40. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.28-40

REFERENCES

1. Tsyba O.O., Trekin N.N., Kodysh E.N., Baglaev N.N., Shevchenko A.V. Studies of reinforcement of a new strength class A550SK. *Concrete and reinforced concrete*. 2023; 619(5/6):62-70. (in Russian).
2. Tsyba O.O. Crack resistance and deformability of stretched reinforced concrete with non-stressed and stressed core reinforcement having different relative areas of crushing of transverse ribs : PhD thesis abstract. *Scientific Research Center "Construction"*. 2011. (in Russian).
3. RILEM Recommendations RC 6. Test for the adhesion of reinforcing steel — 2. Pull-out test. 1983. (in Russian).
4. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Moscow, Standartin-form, 2018. (in Russian).
5. GOST 34028–2016. Reinforcement rental for reinforced concrete structures. *Technical specifications*. Moscow, Standartinform, 2019. (in Russian).
6. GOST R ISO 5479–2002. Statistical methods. Checking the deviation of the probability distribution from the normal distribution. Moscow, IPK Publishing House of Standards, 2002. (in Russian).
7. ISO 5479:1997. Statistical interpretation of data. Tests for departure from the normal distribution.
8. RTM 44-62. Methodology of statistical processing of empirical data. Moscow, Publishing House of Standards, 1966. (in Russian).
9. GOST 34028–2016. Reinforcement rental for reinforced concrete structures. Technical specifications. Moscow, Standartinform, 2019. (in Russian).
10. GOST R 52544–2006. Welded reinforcing steel of periodic profile of classes А500С and В500С for reinforcement of reinforced concrete structures. Technical specifications. Moscow, Standartinform, 2006. (in Russian).
11. GOST 12004–81. Reinforcing steel. Tensile testing methods. Moscow, Standartinform, 2009. (in Russian).
12. GOST 14098–2014. Joints of welded fittings and embedded products of reinforced concrete structures. Types, designs, and sizes. Moscow, Standartinform, 2015. (in Russian).
13. Smolyago G.A., Zhdanov A.E., Obernikhina Ya.L. Influence of Reinforcement Load Level on Bearing Capacity of RC Beams Externally Reinforced with CFRP. *Reinforced concrete structures*. 2023; 3(3):49-61. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.49-61 (in Russian).
14. Tamrazyan A.G., Sadoyan H.A. Bearing Capacity of Flexural Reinforced Concrete Beams with Corrosion Damage in the Compression Zone. *Reinforced concrete structures*. 2025; 11(3):21-27. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.21-27 (in Russian).
15. Rimshin V.I., Suleymanova L.A., Amelin P.A. Bearing Capacity of Polymer-Composite Strengthened Bent Reinforced Concrete Elements under Conditions of Exposure to a Corrosive Environment. *Reinforced concrete structures*. 2025; 11(3):28-40. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.28-40 (in Russian).



УДК 69.07
DOI: 10.22227/2949-1622.2025.4.31-43

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Несущая способность колонн железобетонных рамных каркасов в аварийной ситуации

С.Ю. Савин*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация
* savinsyu@mgsu.ru

Ключевые слова: живучесть, прогрессирующее обрушение, железобетон, каркас, колонна, узел

История статьи

Поступила в редакцию: 27.11.2025

Доработана: 02.12.2025

Принята к публикации: 04.12.2025

Для цитирования

Савин С.Ю. Несущая способность колонн железобетонных рамных каркасов в аварийной ситуации // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 12. № 4. С. 31–43.

Аннотация. В процессе эксплуатации конструкции зданий и сооружений могут подвергаться аварийным воздействиям различного характера, создавая риск полного или частичного обрушения объектов строительства. В данной работе рассматривается напряженно-деформированное состояние железобетонных колонн каркасов зданий в аварийной ситуации. Напряжено-деформированное состояние таких элементов зависит от локализации начального разрушения, наличия и жесткости аутригерных конструкций, расположения диафрагм жесткости, стадий работы конструкций перекрытий в аварийной ситуации. С использованием уровневых моделей получены параметрические точки диаграмм деформирования железобетонных колонн при различных комбинациях усилий. Эти диаграммы могут быть использованы при задании параметрических зависимостей для описания работы линейных пластических шарниров в рамках процедуры нелинейного расчетного анализа.

Resistance of Reinforced Concrete Columns in Framed Structures at Accidental Design Situation

S.Yu. Savin*

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation
* savinsyu@mgsu.ru

Keywords: robustness, progressive collapse, reinforced concrete, frame, column, joint

Article history

Received: 27.11.2025

Revised: 02.12.2025

Accepted: 04.12.2025

Abstract. During operation, building and structural systems may be subjected to various types of accidental actions, creating a risk of complete or partial collapse. This study investigates the stress-strain state of reinforced concrete columns in building frames under emergency conditions. The stress-strain state of such elements depends on the localization of the initial failure, the presence and stiffness of outrigger structures, the location of shear walls, and the stages of floor structure behavior in an accidental situation.

© Савин С.Ю., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

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

For citation

Savin S.Yu. Resistance of Reinforced Concrete Columns in Framed Structures at Accidental Design Situation. *Reinforced concrete structures.* 2025; 4(12):31-43.

Using multi-level models, deformation diagrams for reinforced concrete columns under various combinations of forces have been obtained. These diagrams can be used to define parametric dependencies for special non-linear two-node finite elements modeling linear plastic hinges.

ВВЕДЕНИЕ

Эксплуатируемые здания и сооружения могут испытывать аварийные воздействия разной природы, что создает угрозу их полного или частичного обрушения. При неопределенности характеристик исходного воздействия зачастую невозможно или экономически нецелесообразно избежать локальных разрушений элементов конструктивной системы. В этой связи особую важность приобретает задача недопущения прогрессирующего обрушения всей несущей системы, инициированного непредвиденным аварийным событием. В российской [1] и международной практике [2–5] для защиты от подобных сценариев объектов повышенного уровня ответственности и зданий с массовым пребыванием людей доминирует проектная стратегия, заключающаяся в ограничении распространения разрушений по каркасу после гипотетического отказа одного или нескольких ключевых элементов. Данный подход является универсальным относительно типа угрозы, но предполагает назначение начального локального разрушения для последующего анализа устойчивости конструктивной системы к обрушению.

В данной работе рассматривается напряженно-деформированное состояние железобетонных колонн каркасов зданий в аварийной ситуации. Вертикальные элементы, такие как колонны и пилоны, являются наиболее ответственными элементами каркасов зданий с точки зрения защиты от прогрессирующего обрушения, поскольку их разрушение связано с высоким риском инициации последующей цепочки отказов (непропорционального обрушения). В работах Н.Н. Трекина, Э.Н. Кодыша, О.С. Щедрина [6] выполнен анализ ответственности вертикальных элементов каркасов. Выводы, полученные в исследовании, позволяют сформулировать рекомендации для проектирования ключевых элементов. В работах А.Г. Тамразяна, А.В. Алексеевича и др. [7–9] приводятся модели и результаты расчета ключевых элементов при комбинированных особых воздействиях. В работах В.И. Колчунова и др. [10, 11] приводятся расчетные модели вертикальных элементов, испытывающих сложное сопротивление — внецентренное сжатие и кручение в аварийной ситуации. Вместе с тем метод проектирования ключевых элементов не во всех случаях позволяет гарантировать защиту зданий и сооружений от непропорционального разрушения, особенно при аномальных событиях, не поддающихся прогнозированию.

Напряжено-деформированное состояние вертикальных элементов поврежденной конструктивной системы зависит от локализации начального разрушения, наличия и жесткости аутригерных конструкций, расположения диафрагм жесткости, стадий работы конструкций перекрытий в аварийной ситуации. В связи с этим целью исследования является идентификация механизмов разрушения колонн железобетонных каркасов зданий в результате аварийной ситуации и построение расчетных моделей и критериев для оценки их несущей способности.

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

МЕТОД

Для расчетного анализа поведения железобетонного каркаса здания в аварийной ситуации в соответствии с работами [12–14] выделяются следующие взаимосвязанные уровни деформирования (рис. 1).

Уровень 1 — каркас здания в целом.

Уровень 2 — фрагмент каркаса в зоне возможного локального разрушения.

Уровень 3 — элементы в зоне возможного локального разрушения с учетом наложенных на них связей, учитывающих взаимодействие и эффективное включение в работу каркаса.

Уровень 4 — припорные зоны элементов и конструктивные узлы, приобретающие в аварийной ситуации повышенную деформативность и конструктивную нелинейность.

Уровневый анализ деформирования железобетонных рамных каркасов зданий в запредельных состояниях, возникающих в результате аварийной ситуации, позволяет обеспечить рациональное проектирование защиты от прогрессирующего обрушения за счет учета резервов глобального сопротивления конструктивной системы.



Рис. 1. Связь уровней деформирования и системы критериев
Fig. 1. Relationship of deformation levels to the system of criteria

На первом уровне (рис. 2, а) определяются параметры взаимодействия фрагмента конструктивной системы (рис. 2, б) в зоне возможно локального разрушения [12] с остальной частью каркаса здания. В рамках расчетной модели второго уровня рассматривается поведение конструкций (рис. 2, в) с учетом специфических стадий напряженно-деформированного состояния, в то время как для остальной части каркаса взаимодействия рассматриваются в предположении условно нелинейной работы элементов и узлов (назначаются эффективные параметры жесткости в рамках линейной процедуры расчетного анализа), либо принимаются такими же как для элементов расчетной схемы второго уровня. Элементы, обеспечивающие пространственную жесткость, такие как диафрагмы жесткости, как правило не входят в расчетную

модель второго уровня, однако учитываются опосредованно через наложение системы связей на фрагмент конструктивной системы [15]. При выполнении численного моделирования по МКЭ оценка несущей способности таких плоскостных элементов требует использования обобщенных деформационных или силовых критериев, т.е. по сути рассмотрения задачи на двух уровнях: на уровне отдельного конечного элемента и его разрушения; на уровне конструкции и потери ее несущей способности. В качестве варианта такого критерия в работе [16] рассмотрено использование коэффициента допустимых повреждений, определяемого через коэффициент пластичности по деформациям. В случае применения процедуры нелинейного анализа могут быть также использованы критерии технического состояния железобетонных конструкций (угол поворота, перекос, силовые факторы), представленные в FEMA 356 [17] применительно к столбам диафрагм и их сегментам, подверженным изгибу в своей плоскости или перекосу при действии сдвигающих сил.

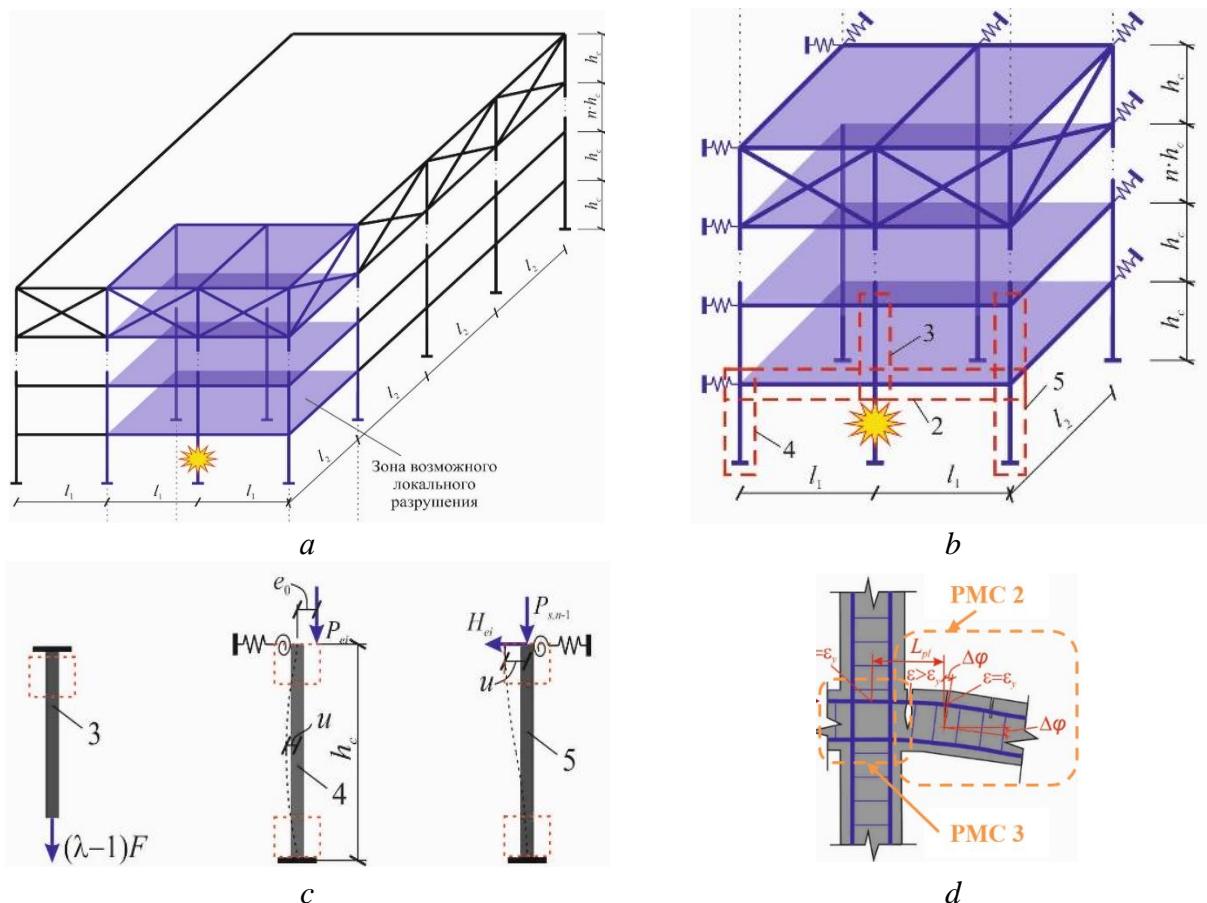


Рис. 2. Многоуровневый анализ деформирования железобетонных рамных каркасов зданий в аварийной ситуации: *a* — примеры расчетных схем первого уровня; *b* — расчетные схемы второго уровня; *c* — расчетные схемы третьего уровня; *d* — расчетные схемы четвертого уровня

Fig. 2. Multilevel analysis of reinforced concrete building frame deformation in an emergency scenario: *a* — examples of first-level computational models; *b* — second-level computational models; *c* — third-level computational models; *d* — fourth-level computational models

Анализ поведения конструкций в условиях, выходящих за пределы нормальной эксплуатации, требует выхода за рамки традиционных расчетных моделей. Стандартные подходы, основанные на гипотезах о работе сечений в нормальных условиях, становятся неприменимыми, поскольку нарушаются их ключевые предпосылки. В этих состояниях для гарантии несущей способности необходимо учитывать комплекс явлений: формирование односторонних связей

(конструктивная нелинейность), значительные перемещения (геометрическая нелинейность), а также отказ от гипотезы плоских сечений из-за развития трещин и перехода материалов в пластическую стадию работы (физическая нелинейность). Учет этих факторов обосновывает введение в анализ дополнительного иерархического уровня, описывающего деформирование критического сечения элемента или, в случае работы железобетона с трещинами, — участка элемента с трещинами.

Согласно данным теоретических и экспериментальных исследований [18, 19], такой уровень включает узлы рам и примыкающие к ним зоны ригелей и колонн (рис. 2, d). Однако в указанных работах были недостаточно изучены особенности деформирования в запредельных состояниях — диапазоне работы конструктивной системы после превышения критериев первой группы предельных состояний. Этот диапазон может включать несколько дополнительных стадий работы конструкций (арочный эффект, работа по типу висячей системы). Термин «особое предельное состояние» (как и другие группы предельных состояний) предполагает некоторое фиксированное состояние конструкций, после превышения которого они перестают удовлетворять установленным требованиям. Таким образом, запредельное состояние можно определить как диапазон работы конструкций от достижения предельного состояния первой группы для элемента или группы элементов до достижения особого предельного состояния.

В рамках построения расчетных моделей четвертого уровня введем ряд рабочих предпосылок:

- диаграмма работы сжатого бетона в общем случае описывается полиномиальной зависимостью, позволяющей с достаточной точностью описать поведение как на восходящей, так и нисходящей ветви деформирования. Однако в данной работе для получения более наглядных аналитических зависимостей применительно к внецентренно сжатым элементам использована билинейная равновесная диаграмма, которая менее точна при оценке деформированного состояния;
- работа растянутого бетона на участке с трещинами не учитывается в запас несущей способности;
- в запредельном состоянии отклонение колонны от вертикального положения под действием нагрузки определяется углом поворота в линейном пластическом шарнире. Для описания поведения линейного пластического шарнира используются зависимости между проскальзыванием арматуры и напряжениями в ней согласно Model Code 2010 [20];
- для сцепления арматуры с бетоном в пределах длины пластического шарнира принимается осредненное значение $\tau_{bm,pl} = 0,27 \tau_{b,max}$ согласно Model Code 2010 [20];
- гипотеза плоских сечений соблюдается по границам участка передачи усилий с арматурой на бетон, а внутри этого участка, в том числе в пределах длины пластического шарнира, соблюдается для средних значений относительных деформаций в сжатом бетоне и растянутой арматуре.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Работа колонн как растянутых элементов

При наличии в каркасе здания аутригерных конструкций в железобетонных колоннах, расположенных непосредственно над местом начального локального разрушения, практически на ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

всю высоту здания или в пределах блока, ограниченного по высоте здания аутригерами, возникнут растягивающие продольные силы. До образования трещин в колонне ее можно рассматривать как абсолютно жесткое тело в направлении продольной оси. После того как нарушится условие:

$$N \leq N_{crc}, \quad (1)$$

в колонне образуются трещины, и ее напряженно-деформированное состояние и разрушение будут определяться сцеплением арматуры с бетоном на участке с трещинами. При этом в различных бетонах (обычные, высокопрочные, легкие, дисперсно-армированные), как было отмечено в работе [21], в процессе деформирования может образоваться как сеть нерегулярных трещин, так и единичная критическая трещина. Это существенно влияет на деформирование и разрушение растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых элементов и должно учитываться в их расчете. Образование единичной трещины в высокопрочных бетонах сопряжено с высвобождением усилий, которые в некоторых случаях не могут быть перераспределены и уравновешены усилиями в бетоне. В результате образовавшаяся трещина может стать сквозной и привести к потере несущей способности элемента.

Возникающие в результате образования трещин динамические эффекты могут быть оценены с использованием кусочно-линейной зависимости между продольным усилием и удлинением для монотонного квазистатического нагружения из положений энергетического баланса. Для случая $N_y < N \leq N_u$ соотношения энергетического баланса для максимального динамического раскрытия трещины примут вид:

$$N_{st} w_{crc,d} = \frac{N_{crc}}{2} w_{crc,0} + \frac{N_{crc} + N_y}{2} (w_{crc,y} - w_{crc,0}) + \frac{N_y + N_d}{2} (w_{crc,d} - w_{crc,y}). \quad (2)$$

Отсюда, полагая растяжимость элемента до образования трещин равной нулю: $w_{crc,0} = 0$, получим выражение для динамической продольной силы:

$$N_d = \begin{cases} 2N_{st} - N_{crc}, & \text{если } N_d \leq N_y; \\ 2N_{st} \frac{k_{pl,crc}}{k_{pl,crc} - 1} - (N_y + N_{crc}) \frac{1}{k_{pl,crc} - 1} - N_y, & \text{если } N_d > N_y, \end{cases} \quad (3)$$

где $k_{pl,crc}$ — коэффициент пластичности [16], определяемый в формуле (3) относительно суммарной ширины раскрытия трещин или, иными словами, — удлинения элемента при растяжении:

$$k_{pl,crc} = \frac{w_{crc,d}}{w_{crc,y}}. \quad (4)$$

В формуле (3) $w_{crc,d}$ — суммарная ширина раскрытия трещин или ширина раскрытия единичной трещины при текущем уровне динамической продольной силы; $w_{crc,y}$ — суммарная ширина раскрытия трещин при напряжениях в продольной рабочей арматуре элемента $\sigma_s = R_{sn}$. Следует заметить, что в выражениях (2) в запас несущей способности считается, что до достижения текучести в арматуре элемент с трещинами демонстрирует линейную зависимость между усилиями и деформациями, что в общем случае не так. Для оценки эффектов рассеивания энергии на этапе деформирования при $N_{crc} \leq N \leq N_y$ необходимо учитывать нелинейную зависимость

между напряжениями или соответствующими относительными деформациями в арматурном стержне и шириной раскрытия трещин, например, согласно зависимостям Model Code [20], рассмотренным в работе [22].

Чтобы получить аналитические зависимости для параметрических точек кусочно-линейной диаграммы воспользуемся моделями железобетонных элементов с трещинами, представленными в работах Вл.И. Колчунова [18, 19, 21] и в Model Code [20]. Запишем выражения для параметрических точек диаграммы деформирования в координатах «продольная сила – суммарная ширина раскрытия трещин»:

- до образования трещин, т.е. $w_{crc,0} = 0$:

$$N = N_{crc} = R_{btm}(A + 2\alpha A_{s,tot}); \quad (5)$$

- в конце упругой стадии работы арматуры:

$$N = N_y = R_{sn}A_{s,tot}; \quad (6)$$

$$w_{crc,y} = 0,576 \left(\frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714} + 4d_s \frac{R_s}{E_s}; \quad (7)$$

- в момент разрыва арматуры:

$$N = N_u = R_{sun}A_{s,tot}; \quad (8)$$

$$w_{crc,u} = \frac{R_{su} - R_s}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s \varepsilon_{su}}{4} + 0,576 \left(\frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714} + 4d_s \frac{R_s}{E_s}. \quad (9)$$

Представленные аналитические зависимости позволяют оценить предельную эксплуатационную статическую нагрузку, которая может быть воспринята элементом при внезапных структурных изменениях, сопровождающихся приложением динамической растягивающей нагрузки:

$$N_{st,u} = \frac{N_y + N_{crc}}{2} \frac{1}{k_{pl,crc,u}} + \frac{N_u + N_y}{2} \frac{k_{pl,crc,u} - 1}{k_{pl,crc,u}}, \quad (10)$$

где $k_{pl,crc,u}$ — предельное значение коэффициента пластичности для рассматриваемого железобетонного элемента при условно центральном растяжении:

$$k_{pl,crc,u} = \frac{w_{crc,u}}{w_{crc,y}}. \quad (11)$$

Динамическая ширина раскрытия трещины может быть определена интерполяцией между значениями, вычисленными по формулам (7), (9), в зависимости от величины действующего усилия N .

Помимо проверки усилий в арматурных стержнях в трещине следует также проверить условие обеспечения анкеровки растянутой арматуры в соответствии с СП 63.13330 [23] с учетом наличия ее соединений внутри рассматриваемого элемента и по высоте каркаса. При этом к длине анкеровки по СП 63.13330 [23] добавляется длина участка, на котором арматура работает в пластической стадии:

$$L_{pl} = \frac{R_{su} - R_{sn}}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s}{4}. \quad (12)$$

Для учета влияния деформирования растянутых элементов с трещинами на смежные колонны и ригели ниже расположенных этажей может быть использована секущая жесткость, определяемая по кусочно-линейной диаграмме, описываемой выражениями (5)–(9). В случае необходимости определения интегральной жесткости нескольких последовательно соединенных элементов по высоте каркаса необходимо сложить податливости растянутых элементов с трещинами. При этом жесткости раскрепляющих из плоскости элементов (например, ригелей) необходимо суммировать с секущей жесткостью колонны в пределах одного этажа.

Работа колонн при внецентральном сжатии

Определим характерные точки диаграммы «момент – угол поворота в пластическом шарнире» для внецентренно сжатых элементов в зоне возможного локального разрушения с тем, чтобы получить параметрические зависимости для назначения жесткостей специальным конечным элементам нелинейно упругих связей или использовать их непосредственно в расчете конструкций. Здесь следует иметь в виду, что если продольная сила выше некоторого значения (случаи малых эксцентрикитетов), то в предельном состоянии происходит хрупкое разрушение элемента без образования пластического шарнира. Рассмотрим внецентрально сжатую железобетонную колонну (рис. 3).

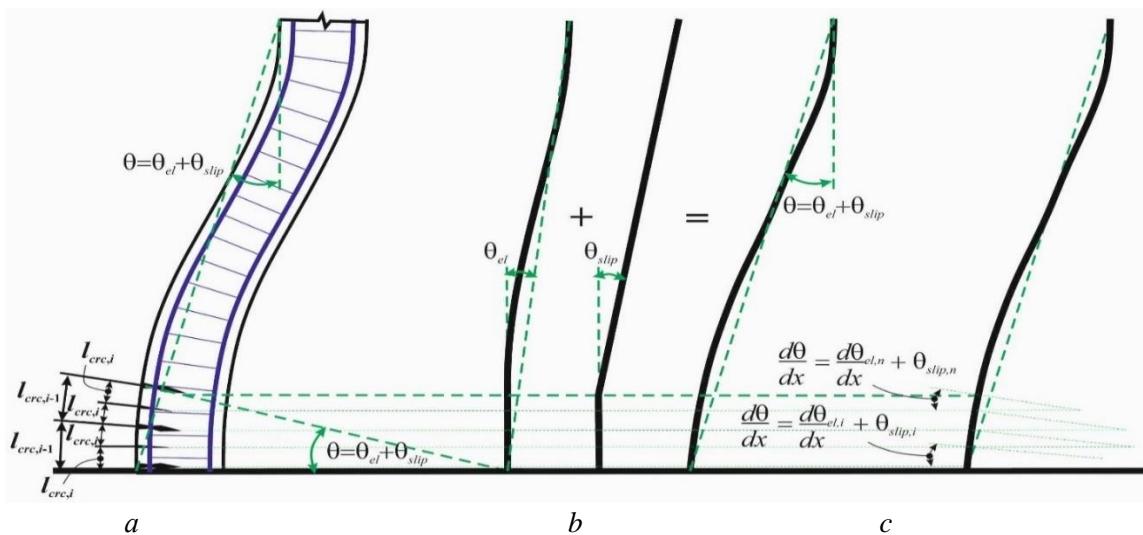


Рис. 3. Деформированное состояние внецентрально сжатого элемента (колонны) с трещинами в растянутой зоне: *a* — общий вид; *b* — расчетная схема с учетом линейного пластического шарнира; *c* — расчетная схема с учетом дискретных поворотов в сечениях с трещинами

Fig. 3. Deformed state of an eccentrically compressed element (column) with cracks in the tension zone: *a* — general view; *b* — computational model considering a linear plastic hinge; *c* — computational model considering discrete rotations in cracked sections

Непосредственно перед образованием нормальной трещины в опорном сечении колонны изгибающий момент и угол поворота на участке длиной L_{pl} :

$$M_{crc} = R_{btn} W_{pl} \pm N e; \quad (13)$$

$$\varphi_{crc} = \int_0^{L_{pl}} \frac{M(x)}{EI_{red}} dx, \quad (14)$$

где R_{bm} — нормативное сопротивление бетона одноосному растяжению;

W_{pl} — упругопластический момент сопротивления сечения;

N — продольная сила в ригеле, принимаемая со знаком «+» при сжатии и со знаком «−» при растяжении;

e — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленной ядровой точки;

L_{pl} — предельная длина пластического шарнира, определяемая из условия:

$$L_{pl} = \frac{\sigma_s - R_{sn}}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s}{4}, \quad (15)$$

где $\sigma_s > R_{sn}$ — напряжения в растянутой арматуре, соответствующие несущей способности элемента при заданной величине продольной силы.

Зависимости (13), (14) соответствуют практически упругой работе железобетонной колонны. Так же, как и в расчете ригелей [14] использование здесь предельной длины линейного пластического шарнира при заданной величине продольной силы позволяет получить параметрическую зависимость для стадий работы элемента до его разрушения без необходимости корректировки длины пластического шарнира с учетом ее фактического изменения в запредельном состоянии по мере изменения изгибающего момента.

В момент достижения текучести в растянутой арматуре колонны на припорном участке получим:

$$M_y = \sigma_b b h_0^2 \xi \left\{ \lambda \left(1 - \frac{1}{2} \lambda \xi \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left[1 - \frac{1+2\lambda}{3} \xi \right] \right\} + \\ + \left[\sigma_b \alpha A'_s \left(1 - \frac{a'}{h_0 \xi} \right) - \frac{N}{2} \right] (h_0 - a'); \quad (16)$$

$$\varphi_y = L_{pl} \left(\frac{1}{r} \right)_{crc}. \quad (17)$$

В формуле (16) приняты следующие обозначения:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_{b,red}, \quad (18)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \quad (19)$$

$$\lambda = 1 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b,red}}, \quad (20)$$

$$\sigma_{sc} = \sigma_b \alpha \left(1 - \frac{a'}{h_0 \xi} \right). \quad (21)$$

Остальные обозначения соответствуют общепринятым по СП 63.13330 [23].

Относительная высота сжатой зоны ξ здесь определяется в предположении о трапециевидном профиле эпюры напряжений в сжатом бетоне. В частном случае такая эпюра напряжений сводится к треугольной, обеспечивая единообразие полученной зависимости для различных стадий напряженно-деформированного состояния. С учетом гипотезы плоских сечений для средних относительных деформаций на участке с трещинами, в том числе в пределах линейного пластического шарнира (при наличии):

$$\frac{\varepsilon_b \Psi_b}{\xi_m} = \frac{w_{crc}}{L_{pl}} \frac{1}{1 - \xi_m}. \quad (22)$$

Отсюда с учетом (17) получим:

$$\sigma_b = \frac{w_{crc}}{\psi_b L_{pl}} \frac{\xi_m}{1 - \xi_m} E_{b,red}, \quad (23)$$

где w_{crc} определяется из зависимостей, приведенных в работе [14].

Относительную высоту сжатой зоны найдем из решения уравнения, подставляя (23):

$$\sigma_b b h_0 \xi \frac{\lambda + 1}{2} + \sigma_b \alpha A'_s \left(1 - \frac{a'}{h_0 \xi} \right) - \sigma_s A_s - N = 0, \quad (24)$$

Кривизна $\left(\frac{1}{r} \right)_{crc}$ в формуле (17) по длине линейного пластического шарнира L_{pl} принята постоянной. Она определяется по средним относительным деформациям в сжатом бетоне и растянутой арматуре на участке между соседними трещинами (или передаче усилий с арматурой на бетон при единичных трещинах):

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{crc} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{bm}}{h_0} = \frac{M_y - 0,8M_{crc}}{E_s A_s z_s h_0} + \frac{0,9M_y}{E_{b,red} A_b z_s h_0}. \quad (25)$$

где z_s, A_b — плечо внутренней пары сил и площадь сжатого бетона, определяемые из расчета по предельным усилиям.

Предельное значение изгибающего момента при пластической стадии работы арматуры определяется из формулы (16) при $\sigma_s > R_{sn}$. Предельный угол поворота определим из выражения:

$$\Phi_u \cong \frac{w_{crc,u}}{h_0 - x} = w_{crc,u} \frac{\xi}{1 - \xi}, \quad (26)$$

где $w_{crc,u}$ определяется из формулы (9) с учетом замены R_{su} на σ_s .

Динамические эффекты, вызванные внезапным приложением нагрузки (например, при переходе конструкций перекрытий к сопротивлению по типу висячей системы), могут быть оценены с использованием кусочно-линейной зависимости между изгибающим моментом и углом поворота в пластическом шарнире (или средней кривизной по длине пластического шарнира) из положений энергетического баланса:

$$M_d = \begin{cases} 2M_{st}, & \text{если } M_d \leq M_{crc}; \\ \left(2M_{st} k_{pl,\varphi} - M_{crc} k_{pl,\varphi,crc} \right) \frac{1}{k_{pl,\varphi} - k_{pl,\varphi,crc}} - M_{crc}, & \text{если } M_{crc} < M_d \leq M_y; \\ \left[2M_{st} k_{pl,\varphi} - M_{crc} k_{pl,\varphi,crc} - (M_y + M_{crc})(1 - k_{pl,\varphi,crc}) \right] \frac{1}{k_{pl,\varphi} - 1} - M_y, & \text{если } M_y < M_d \leq M_u, \end{cases} \quad (27)$$

где $k_{pl,\varphi}, k_{pl,\varphi,crc}$ — коэффициенты пластичности при текущем уровне нагрузки и при нагрузке, вызывающей образование трещин:

$$k_{pl,\varphi} = \frac{\Phi_d}{\Phi_y}; \quad k_{pl,\varphi,crc} = \frac{\Phi_{crc}}{\Phi_y} < 1. \quad (28)$$

Для коротких колонн при больших эксцентрикитетах нагрузки необходимо выполнять проверку прочности при действии поперечных сил в соответствии с требованиями СП 63.13330 [23].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Предложена иерархия расчетных моделей для анализа глобального сопротивления железобетонных каркасов зданий в аварийной ситуации, вызванной начальным локальным разрушением. Рассмотрены механизмы разрушения колонн при действии растягивающей продольной силы и при внецентренном сжатии.

2. С использованием уровневых моделей получены параметрические точки диаграмм деформирования железобетонных колонн при различных комбинациях усилий. Эти диаграммы могут быть использованы при задании параметрических зависимостей для описания работы линейных пластических шарниров в рамках процедуры нелинейного расчетного анализа.

3. На основе параметрических точек диаграмм деформирования железобетонных колонн при растяжении и внецентренном сжатии получены выражения для динамической продольной силы и изгибающего момента, связанные со значениями этих усилий от действия статической нагрузки во вторичной расчетной схеме поврежденной конструктивной системы.

4. Полученные результаты могут быть использованы в практических расчетах при проектировании железобетонных рамных каркасов для подбора и обоснования конструктивных решений, обеспечивающих живучесть зданий при аварийных воздействиях.

БЛАГОДАРНОСТИ

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

This work was supported by the Russian Science Foundation grant No. 24-49-10010, URL: <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 385.132580.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М. : Минстрой России, Стандартинформ, 2018.
2. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse // Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. 2016. No. November. Pp.. 34–37.
3. General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance Approved For Public Release; Distribution Unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
4. ASCE/SEI 76-23. Standard for mitigation of disproportionate collapse potential in buildings and other structures. 2023.
5. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium) : CEN, 2006.
6. Trekin N., Kodysh E., Shchedrin O. Clarification of the coefficient of responsibility K0 when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion) // Earthquake Engineering. Construction Safety. 2021. No 4. Pp. 8–18.
7. Алексеевич А.В. Анализ устойчивости колонны при горизонтальных ударных воздействиях // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 2. № 2. С. 3–12.
8. Тамразян А.Г. и др. Несущая способность коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при поперечном нагружении // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 9. С. 5–11.
9. Тамразян А.Г. Технология расчета железобетонных конструкций при пожаре после землетрясения // Бетон и железобетон. 2020. Т. 601. № 1. С. 49–56.
10. Kolchunov V.I., Savin S.Yu., Amelina M.A. Stability of a reinforced concrete column under compression with torsion caused by accidental action // Building and Reconstruction. 2024. No. 2. Pp. 59–73.

11. Колчунов В.И., Амелина М.А. Деформирование внерадиально сжатого и испытывающего кручение железобетонного элемента // Научный журнал строительства и архитектуры. 2025. № 2 (78). С. 11–25. EDN ZVXIPZ.
12. Савин С.Ю. Уровни напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонных рам при аварийных воздействиях // Известия вузов. Строительство. 2025. № 6 (798). С. 5–21.
13. Savin S.Yu. Stages of Resistance of Reinforced Concrete Frames in Accidental Design Situation // Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. 2025. Т. 21. № 4. С. 321–333.
14. Савин С.Ю., Лизогуб А.А. Деформирование при опорных зонах ригелей железобетонных рамных каркасов в запредельных состояниях // Строительство и реконструкция. 2025. № 6. С. 36–46. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-2
15. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов : учебное пособие для вузов. М. : Стройиздат, 1977. 223 с.
16. Kabatsev O.V., Mitrovich B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 251. P. 02047.
17. Federal emergency management agency FEMA 356. November 2000 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
18. Колчунов Вл.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 261–275. DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275
19. Колчунов Вл.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. С. 16–23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23
20. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
21. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Moskovtseva V.S. Analytical Model of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures Based on DCE. Buildings 2025, 15, 2096. DOI: 10.3390/buildings15122096
22. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Checking of the robustness of precast structural systems based on the energy balance method // Vestnik MGSU. 2021. No. 8. Pp. 1015–1033.
23. СП 63.13330.2018. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М. : Минстрой РФ, 2020. 150 с.

REFERENCES

1. SP 385.1325800.2018. Protection of Buildings and Structures against Progressive Collapse. Design Rules. Basic Provisions. Moscow, Ministry of Construction of Russia, Standardinform, 2018. (in Russian).
2. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. 2016; November:34-37.
3. General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance Approved For Public Release. Distribution Unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
4. ASCE/SEI 76-23. Standard for mitigation of disproportionate collapse potential in buildings and other structures. 2023.
5. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1-7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium), CEN, 2006.
6. Trekin N., Kodysh E., Shchedrin O. Clarification of the coefficient of responsibility K0 when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion). *Earthquake Engineering. Construction Safety*. 2021; 4:8-18.
7. Alekseytsev A.V. Analysis of column stability under horizontal impact loads. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 2(2):3-12. (in Russian).
8. Tamrazyan A.G. et al. Load-bearing capacity of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements under transverse loading. *Industrial and Civil Construction*. 2023; 9:5-11. (in Russian).
9. Tamrazyan A.G. Methodology for calculating reinforced concrete structures under fire after earthquake. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2020; 601(1):49-56. (in Russian).
10. Kolchunov V.I., Savin S.Y., Amelina M.A. Stability of a reinforced concrete column under compression with torsion caused by accidental action. *Building and Reconstruction*. 2024; 2:59-73.
11. Kolchunov V.I., Amelina M.A. Deformation of an eccentrically compressed reinforced concrete element subjected to torsion. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. 2025; 2(78):11-25. EDN ZVXIPZ. (in Russian).
12. Savin S.Yu. Levels of stress-strain state of reinforced concrete frame structures under accidental impacts. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2025; 6(798):5-21. (in Russian).
13. Savin S.Yu. Stages of Resistance of Reinforced Concrete Frames in Accidental Design Situation. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025; 21(4):321-333.

14. Savin S.Yu., Lizogub A.A. Deformation of beam support zones in reinforced concrete frame structures under post-limit states. *Building and Reconstruction*. 2025; 6:36-46. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-2 (in Russian).
15. Drozdov P.F. *Design and calculation of load-bearing systems of multi-storey buildings and their elements : textbook for universities*. Moscow, Stroyizdat, 1977; 223. (in Russian).
16. Kabatsev O.V., Mitrovich B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse. *MATEC Web of Conferences*. 2018; 251:02047.
17. Federal Emergency Management Agency FEMA 356. November 2000 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
18. Kolchunov V.I. Method of resistance calculation models for reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023; 19(3):261-275. DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275 (in Russian).
19. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of building structures resistance. *Industrial and Civil Construction*. 2020; 16-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23 (in Russian).
20. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
21. Kolchunov V.I., Fedorova, N.V., Savin S.Yu., Moskvtseva V.S. Analytical Model of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures Based on DCE. *Buildings 2025*, 15, 2096. DOI: 10.3390/buildings15122096.
22. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Checking of the robustness of precast structural systems based on the energy balance method. *Vestnik MGSU*. 2021; 8:1015-1033.
23. SP 63.13330.2018. SNiP 52-01–2003. Concrete and Reinforced Concrete Structures. Basic Provisions. Moscow, Ministry of Construction of the Russian Federation, 2020; 150. (in Russian).



УДК 69.01
DOI: 10.22227/2949-1622.2025.4.44-56

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Исследование прочности и деформативности сцепления арматуры с бетоном в железобетонных изгибаемых элементах

А.А. Квасников^{1*}, И.П. Саврасов²

¹ НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

² Московский государственный технический университет гражданской авиации (МГТУ ГА), Москва, Российская Федерация

* A.A.Kvasnikov@gmail.com

Ключевые слова: арматурная сталь, периодический профиль поверхности арматуры, железобетонные балки

История статьи

Поступила в редакцию: 25.11.2025

Доработана: 08.12.2025

Принята к публикации: 10.12.2025

Для цитирования

Квасников А.А., Саврасов И.П. Исследование прочности и деформативности сцепления арматуры с бетоном в железобетонных изгибаемых элементах // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 12. № 4. С. 444-56.

Аннотация. Получены экспериментальные данные для исследования влияния геометрических параметров арматуры на напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных конструкций и учет параметров профиля арматуры в качестве рабочего параметра при проектировании. Результатом работы явились полученные данные основных физико-механических и деформационных характеристик железобетонных балок, сцепления арматуры различного периодического профиля, которые могут быть применены при проектировании железобетонных конструкций путем выбора периодического профиля арматуры.

Study of the Strength and Deformability of the Bond of Reinforcement with Concrete in Concrete Bending Elements

А.А. Квасников^{1*}, И.П. Саврасов²

¹ А.А. Гвоздев Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete, JSC “Research Centre “Stroitelstvo”, Moscow, Russian Federation

² Moscow State Technical University of Civil Aviation (MSTU CA), Moscow, Russian Federation

*A.A.Kvasnikov@gmail.com

Александр Анатольевич Квасников, кандидат технических наук, начальник центра научно-технического обеспечения, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство», 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5; ORCID: 0009-0000-6056-9395, E-mail: A.A.Kvasnikov@gmail.com

Иван Петрович Саврасов, кандидат технических наук, помощник проректора, Московский государственный технический университет гражданской авиации (МГТУ ГА), 125993, г. Москва, Кронштадтский бульвар, д. 20; E-mail: i.savrasov@mstu.ru

© Квасников А.А., Саврасов И.П., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Keywords: reinforcing steel, periodic reinforcement surface profile, reinforced concrete beams

Article history

Received: 25.11.2025

Revised: 08.12.2025

Accepted: 10.12.2025

For citation

Kvasnikov A.A., Savrasov I.P. Study of the strength and Deformability of the Bond of Reinforcement with Concrete in Concrete Bending Elements. *Reinforced Concrete Structures*. 2025; 4(12):44-56.

Abstract. Experimental data were obtained to study the influence of reinforcement geometric parameters on the stress-strain state of flexural reinforced concrete structures and to consider reinforcement profile parameters as a design parameter. The study resulted in the obtained data on the main physical, mechanical, and deformation properties of reinforced concrete beams, as well as the adhesion of reinforcement with various periodic profiles. These data can be applied in the design of reinforced concrete structures by selecting the periodic profile of the reinforcement.

ВВЕДЕНИЕ

Сцепление порождается действием ряда химических, физических и механических факторов. Среди прочих факторов сцепления улучшение сцепления арматуры с бетоном достигается признаком ее поверхности эффективного периодического профиля.

В настоящее время в Российской Федерации доступна для применения в железобетонных конструкциях арматура различного периодического профиля. Однако каждый вид профиля имеет ряд преимуществ и недостатков и необходимо изучение различных параметров, влияющих на совместную работу арматуры с бетоном. В данный период действуют два стандарта на арматурную сталь — ГОСТ 34028–2016 [1] и ГОСТ 5781–82 [2]. По данным стандартам изготавливается арматура кольцевого профиля. В ГОСТ 34028 с более редким шагом поперечных ребер, в ГОСТ 5781 с более частым шагом.

Согласно ГОСТ 34028–2016, арматурный прокат в зависимости от формы и сечения профиля, формы и расположения поперечных ребер может изготавляться четырех форм — 1ф, 2ф, 3ф и 4ф. В ГОСТ 34028–2016 включен более расширенный интервал шага ребер для профиля формы 1ф по сравнению с ГОСТ 5781. За счет этого появляется дополнительная возможность для такой конфигурации профиля за счет увеличенного шага заметно увеличить объем бетонных шпонок между поперечными ребрами для увеличения сцепления с целью более эффективной реализации высоких показателей f_r . Выбранное направление исследований позволит оценить прочностные и деформативные показатели сцепления указанных в ГОСТ 34028–2016 видов периодических профилей.

Актуальность исследования заключается в определении деформаций железобетонных изгибаемых элементов, армированных арматурой различного периодического профиля. Данные исследования могут быть использованы при разработке и совершенствовании методов расчета на сейсмические, ударные, взрывные воздействия и т.д. Учитывая массовое применение арматуры кольцевого профиля с частым расположением поперечных ребер в мостовых сооружениях, необходимо исследование данной арматуры в изгибаемых элементах с достаточно большим процентом армирования. Предыдущие исследования по вытягиванию арматуры из бетонных кубов выявили, что на стадиях, близких к пределу текучести, сцепление разрушается по схеме среза и данный профиль обладает наименьшим запасом несущей способности.

Alexander A. Kvasnikov, Candidate of Technical Sciences, Head of the Scientific and Technical Support Center, A.A. Gvozdev Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZhB), JSC "Research Center "Construction", 6 5 Institutskaya st., Moscow, 109428 Russian Federation; ORCID: 0009-0000-6056-9395, E-mail: A.A.Kvasnikov@gmail.com

Ivan P. Savrasov, Candidate of Technical Sciences, Assistant to the Vice-Rector, Moscow State Technical University of Civil Aviation (MSTU CA); 20 Kronstadt Boulevard, Moscow, 125993, Russian Federation; E-mail: i.savrasov@mstuca.ru

В действующих нормах проектирования СП 63.13330.2018 [3] все положения, имеющие отношение к сцеплению стержневой арматуры с бетоном, эмпирические зависимости и коэффициенты в расчетных формулах базируются на результатах большого числа исследований работы железобетонных элементов, армированных стержнями с профилем именно по ГОСТ 5781 (кольцевым). Достоверность этих данных подтверждается многолетним опытом практического применения стержневой арматуры.

ГОСТ 34028–2016 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия» [1] введен в действие в 2019 г. взамен стандартов на арматурный прокат — ГОСТ 5781–82 [2], ГОСТ 10884–94 [4], СТО АСЧМ 7–93 [5] и ГОСТ Р 52544–2006 [5] в части класса А500С. Данный стандарт объединяет и систематизирует действующие стандарты на арматурную сталь. В ГОСТ 34028–2016 предусмотрено применение нескольких стандартных типов периодического профиля, однако отдельно оговорена возможность применения других нестандартных типов периодического профиля при условии соблюдения требований стандарта к арматурной стали.

В ГОСТ 34028–2016 впервые включены для свободного выбора и применения для всех классов арматурного проката А400, А500, А600, Ап600, А800 и А1000 четыре формы конфигураций периодического профиля: 1ф, 2ф, 3ф и 4ф. Принятая маркировка профилей различной формы не привязана к классам арматурного проката, как это имело место в отмененных стандартах ГОСТ 5781–82, ГОСТ 10884 и ГОСТ Р 52544–2006.

Кроме абсолютных геометрических параметров профилей в ГОСТ 34028–2016 включено требование по минимальному значению относительной площади смятия поперечных ребер f_R (табл. 1).

Таблица 1 / Table 1

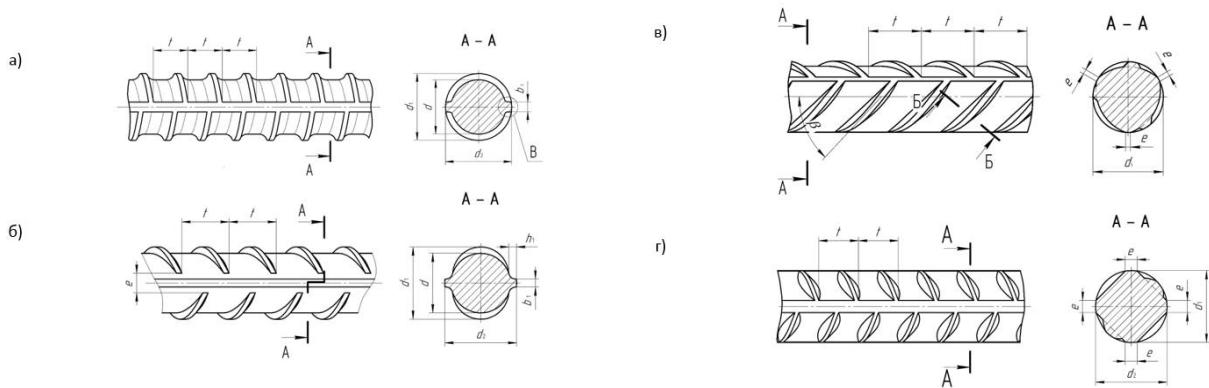
Минимальные значения относительной площади смятия поперечных ребер f_R

Minimum values relative to the area of crushing of transverse ribs f_R

| Номинальный диаметр, d_n , мм Nominal diameter, d_n , mm | Требования ГОСТ 34028 * Requirements of GOST 34028* |
|---|--|
| От 4,0 до 6,0 включительно | 0,039 |
| Св.6,0 » 8,0 » | 0,045 |
| » 8,0 » 10,0 » | 0,052 |
| » 10,0 » 40,0 » | 0,056 |

Параметры сцепления периодических профилей форм 1ф, 2ф, 3ф и 4ф определяют по величине f_R и геометрическим параметрам профиля. На рис. 1 показана конфигурация и обозначены основные геометрические параметры стандартных профилей форм 1ф, 2ф, 3ф и 4ф по ГОСТ 34028–2016.

В действующем нормативном документе СП 63.13330.2018, сцепление арматуры с бетоном учитывается применением коэффициента η_1 , учитывающего влияние вида поверхности арматуры в формуле определения расчетного сопротивления сцепления арматуры с бетоном и принимаемого равным 2,5 для всех типов профиля горячекатанной и термомеханической обработанной арматуры периодического профиля.

**Рис. 1.** Конфигурация периодических профилей стандартного типа по ГОСТ 34028–2016:

a — 1ф, двухсторонний кольцевой; *b* — 2ф, двухсторонний серповидный (европейский); *c* — 3ф, трехсторонний; *d* — 4ф, четырехсторонний или двухсторонний четырехрядный

Fig. 1. Configuration of standard periodic sections according to GOST 34028–2016:

a — 1ph, double-sided ring; *b* — 2ph, double-sided crescent (European); *c* — 3ph, three-sided; *d* — 4ph, four-sided or double-sided four-row

МЕТОД

Исследованию сцепления арматуры периодического профиля с бетоном посвящены множество научных работ с различными параметрами и характеристиками исследовательских образцов [7–11]. Авторами статьи ранее были также рассмотрены аналитические методы оценки сцепления арматуры с бетоном [12, 13].

Для исследования вопроса сцепления арматуры с бетоном Канадская ассоциация стандартов (CSA) и Американский институт бетона (ACI) рекомендуют использовать образцы на вытягивание арматурных стержней из бетонных призм.

В испытании на вытягивание арматурный стержень бетонируется в бетонный цилиндр или призму, и затем стержень вытягивается из бетона с одного конца и определяется напряжение сцепления стержня и относительное перемещение стержня к бетону. Как правило, определяется среднее напряжение в пределах длины анкеровки без фактического определения распределения напряжений. Испытание на вытягивание не дает точных данных о характере сцепления арматуры и бетона в элементах, подвергающихся изгибу, сдвигу и т.д., так как при этих воздействиях состояние напряжения и деформации вокруг стержня различно. Несмотря на то что испытание на вытягивание было предпочтительным методом в течение длительного периода, до этого основным средством оценки характеристик сцепления стальных арматурных стержней было проведение испытаний на сцепление в железобетонных балках.

Оценка характеристик сцепления с помощью испытаний железобетонных балок более трудоемко из-за конструирования образцов и относительной сложности проведения испытаний, однако, исследования сцепления в железобетонных балках имеют большее сходство с типичными конструктивными элементами. Ряд организаций предложили руководящие документы для конструирования усиленных железобетонных балок с целью исследования скрепления и развития перемещений проскальзывания, а именно ACI 208, (1958), RILEM TC-RC5, (1994) и BSI 12269-1 (2000).

Причиной перехода от испытаний балок к испытаниям призм являются выводы сравнительного анализа результатов экспериментов, полученных на основе двух методов испытаний, полученных Сорец (1972) [14]. В подробной экспериментальной программе он эффективно показал, что для арматурных стержней оба метода испытаний показывают схожие результаты, в

связи с чем произошел переход к методу испытаний на вытягивание из-за его относительной простоты. Однако, учитывая, что состояние напряжения и деформации в бетоне вокруг стержня не одинаково в испытаниях на сцепление с балкой и на отрыв, заключение Сорец (1972) [14] в случае арматуры, имеющей неравномерное распределение поперечных ребер по поверхности арматуры, требует дальнейшего изучения.

Различные методики исследования сцепления арматуры с бетоном позволяют рассмотреть проблему сцепления с учетом различных факторов. В предшествующих экспериментальных исследованиях были применены различные методики, в том числе вытягивание из бетонных призм, из бетонных обжатых призм, вытягивание из бетонных массивов, в том числе с наличием поперечного армирования. Однако в настоящей научно-исследовательской работе предполагается исследование образцов с эксцентричным приложением нагрузки. В данных образцах создаются напряженные состояния, близкие к реальным, в концевой зоне изгибающего стержневого элемента типа балки. Дополнительно анкеровка в данных элементах осуществляется в средней зоне заделки в целях исключения раскалывания бетона в нагруженной части элемента. В табл. 2 приведен обзор существующих методик исследования сцепления арматуры с бетоном.

Таблица 2

Методики исследования сцепления арматуры с бетоном

| Существующие методы исследования | Достоинства метода | Недостатки метода |
|--|---|---|
| Вытягивание из бетонных кубов и цилиндров | <ol style="list-style-type: none"> 1. Большой объем выполненных исследований. 2. Простота изготовления элементов. 3. Применение типовых опалубочных форм. 4. Возможность бетонирования в различных направлениях | Большой разброс данных при исследовании сцепления арматуры больших диаметров, связанных с расколом бетонных элементов |
| Вытягивание из бетонных массивов | <ol style="list-style-type: none"> 1. Возможность исследования сцепления арматуры больших диаметров. 2. Варьирование анкеровкой и обжатием арматуры | <ol style="list-style-type: none"> 1. Ограниченный перечень результатов исследований бетонного элемента. 2. Сложность определения напряженного состояния бетонного элемента |
| Изгиб железобетонных балочных элементов | <ol style="list-style-type: none"> 1. Имитация работы реальной изгибающей железобетонной конструкции. 2. Возможность исследования сцепления при эксцентриките приложения нагрузки к стержню | Сложность изготовления элементов |
| Растяжение центрально армированного бетонного элемента | <ol style="list-style-type: none"> 1. Исследование влияния вида периодического профиля на трещинообразование бетонного элемента. 2. Возможность применения преднапряженных элементов | <ol style="list-style-type: none"> 1. Недостаточная применимость результатов исследования. 2. Невозможность определения прочности сцепления. 3. Отсутствие аналогов реальных конструкций |

Table 2

Methods for Investigating the Bond between Reinforcement and Concrete

| Existing Research Methods | Advantages of the Method | Disadvantages of the Method |
|--|---|---|
| Pull-out from concrete cubes and cylinders | 1. Large volume of completed research. 2. Simplicity of specimen fabrication. 3. Use of standard formwork. 4. Ability to cast concrete in various directions | High data scatter when investigating bond for large-diameter reinforcement, associated with splitting of concrete elements |
| Pull-out from concrete blocks | 1. Ability to investigate bond for large-diameter reinforcement. 2. Variable anchorage and prestressing of reinforcement | 1. Limited range of results for the concrete element. 2. Complexity of determining the stress state of the concrete element |
| Flexure of reinforced concrete beam elements | 1. Simulates the behavior of a real flexural reinforced concrete structure. 2. Ability to investigate bond under eccentric load application to the bar | Complexity of specimen fabrication |
| Tension of a centrally reinforced concrete element | 1. Investigation of the influence of the type of deformed bar profile on crack formation in the concrete element. 2. Possibility of using prestressed elements | 1. Insufficient applicability of research results. 2. Inability to determine bond strength. 3. Lack of analogues to real structures |

Основной объем экспериментов проводился с использованием материалов, вид и назначение которых определялись, прежде всего, из условия достижения в железобетонных балках максимальных напряжений сцепления арматурной стали.

Геометрические параметры железобетонных балок приняты на основании «RILEM Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials» [15]. На основе анализа результатов исследований отечественных и зарубежных авторов и на основе имеющегося оборудования были выбраны следующие параметры железобетонных балок: $800 \times 100 \times 180$ (h) мм для арматуры 12 мм и $1260 \times 150 \times 240$ (h) мм для арматуры 20 мм. Принятые классы бетона — В30 и В40. Принятое армирование — 12 и 20 мм.

Основным рабочим параметром исследования железобетонных балок принята арматура различного периодического профиля по ГОСТ 34028–2016. Для подбора арматурной стали были выполнены предварительные испытания по определению прочностных и деформационных характеристик арматуры различных производителей. Экспериментальные образцы в рамках одной серии отличались только параметрами армирования балок.

В первой серии засебонированы образцы из бетона класса В30, с армированием арматурой 12 и 20 мм кольцевого и серповидного профилей. Во второй серии засебонированы образцы из бетона класса В40, с армированием арматурой 12 и 20 мм кольцевого и серповидного профилей.

Испытание балок проводится на гидравлическом прессе INSTRON.

Железобетонную балку помещают на две опоры, одна из которых шарнирно подвижна, а другая шарнирно неподвижна. Перед проведением испытания замеряют размеры поперечного сечения балки, пролет, расстояния от опор до мест приложения сосредоточенной нагрузки, а после испытания уточняют рабочую высоту сечения и защитный слой бетона. Давление пресса

передается на балку через траверсу и катки в виде двух сосредоточенных сил. Образец загружают двумя сосредоточенными силами.

На свободных концах арматурного стержня устанавливаются индикаторы часового типа для измерения втягивания арматуры. Для измерения прогибов устанавливаются индикаторы в центральной части балок.

Схема загружения балок и расстановка приборов представлены на рис. 2, 3 . Общий вид испытания балок представлен на рис. 4.

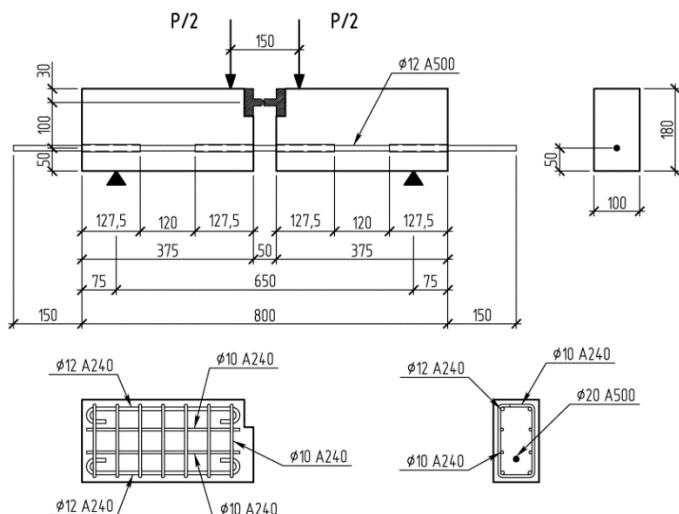


Рис. 2. Схема загружения балок с арматурой 12 мм
Fig. 2. Loading diagram for beams with 12 mm reinforcement

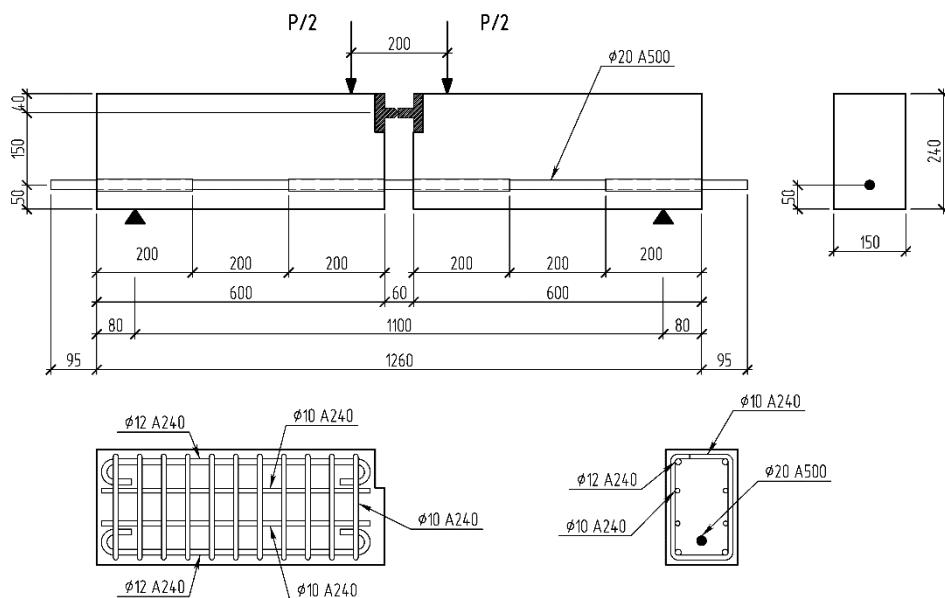


Рис. 3. Схема загружения балок с арматурой 20 мм
Fig. 3. Loading diagram for beams with 20 mm reinforcement



Рис. 4. Общий вид испытания балок

Fig. 4. General view of beam testing

Перед испытанием балок производится тщательный осмотр их внешнего вида и замеченные дефекты (наружные раковины, усадочные или иного характера трещины) отмечаются в испытательных ведомостях. Также выявляются действительные размеры поперечного сечения каждого образца, а после испытания замеряется защитный слой арматуры, определяется действительная полезная высота сечения и расположение растянутой арматуры из середины и с концов элементов. После испытания проводится вторичный замер поперечного сечения элементов вблизи места разрушения, который вводится в расчет прочности опытного образца. После окончания испытания производится фотографирование обеих сторон каждой опытного элемента.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Разрушение опытных балок 1 и 2 серий происходило вследствие вытягивания арматуры из бетона или разрыва арматурных стержней в зоне шарнирного соединения. Характеры разрушения железобетонных балок в зависимости от параметров арматуры и бетона представлены в табл. 3.

Таблица 3 / Table 3

Характер разрушения железобетонных балок / Failure types of reinforced concrete beams

| Номер серии Series | Класс бетона Concrete grade | Шифр балки Nomenclature | Параметры арматуры Rebar parameters | | Тип разрушения Failure type |
|-----------------------|--------------------------------|----------------------------|--|--------------------------------|--------------------------------|
| | | | диаметр diameter | вид профиля surface type | |
| 1 | B30 | Б1-1 | 12 | Кольцевой / Annular | Разрыв / Fracture |
| | | Б1-2 | | Кольцевой / Annular | Разрыв / Fracture |
| | | Б1-3 | | Серповидный Crescent-shaped | Разрыв / Fracture |
| | | Б1-4 | | Серповидный Crescent-shaped | Разрыв / Fracture |
| | | Б1-5 | 20 | Кольцевой / Annular | Вытягивание Pull-out |
| | | Б1-6 | | | Вытягивание Pull-out |
| | | Б1-7 | | Серповидный Crescent-shaped | Разрыв / Fracture |
| | | Б1-8 | | Серповидный Crescent-shaped | Разрыв / Fracture |

Продолжение таблицы 3 / Continuation of Table 3

| Номер серии Series | Класс бетона Concrete grade | Шифр балки Nomenclature | Параметры арматуры Rebar parameters | | Тип разрушения Failure type |
|-----------------------|--------------------------------|----------------------------|--|----------------------------------|--------------------------------|
| | | | диаметр diameter | вид профиля surface type | |
| 2 | B40 | Б2-9 | 12 | Кольцевой / Annular | Разрыв / Fracture |
| | | Б2-10 | | | Разрыв / Fracture |
| | | Б2-11 | | Серповидный Crescent-shaped | Разрыв / Fracture |
| | | Б2-12 | | | Разрыв / Fracture |
| | | Б2-13 | 20 | Кольцевой редкий Annular rare | Разрыв / Fracture |
| | | Б2-14 | | | Разрыв / Fracture |
| | | Б2-15 | | Серповидный Crescent-shaped | Разрыв / Fracture |
| | | Б2-16 | | | Разрыв / Fracture |

В табл. 4 приведены результаты экспериментов железобетонных балок с целью исследования влияния различных геометрических параметров арматурной стали на сцепление с бетоном.

Таблица 4 / Table 4

Разрушающие нагрузки, предельные прогибы и деформации втягивания железобетонных балок

| Номер серии Series | Класс бетона Concrete grade | Шифр балки Nomenclature | Параметры арматуры Rebar parameters | | Разрушающая нагрузка P , кН / Failure load P , kN | | Прогибы, мм Sags, mm | | Втягивание, мм Pull-out, mm | |
|-----------------------|--------------------------------|----------------------------|--|-------------------------------------|--|-----------------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|-----------------|
| | | | диаметр diameter | вид профиля surface type | образца specimen | средняя mean | образца specimen | средняя mean | образца specimen | средняя mean |
| 1 | B30 | Б1-1 | 12 | Кольцевой Annular | 58 | 59 | 11,244 | 10,367 | 0,04 | 0,034 |
| | | Б1-2 | | | 60 | | 9,49 | | 0,028 | |
| | | Б1-3 | | Серповидный Crescent-shaped | 56 | 53,35 | 12,693 | 8,994 | 0,4485 | 0,323 |
| | | Б1-4 | | | 50,7 | | 5,295 | | 0,1975 | |
| | | Б1-5 | 20 | Кольцевой Annular | 113 | 108 | 34,8 | 33,91 | 1,86 | 2,0275 |
| | | Б1-6 | | | 103 | | 33,02 | | 2,195 | |
| | | Б1-7 | | Серповидный Crescent-shaped | 125,7 | 125,35 | 35,34 | 34,09 | 0,805 | 0,535 |
| | | Б1-8 | | | 125 | | 32,84 | | 0,265 | |
| 2 | B40 | Б2-9 | 12 | Кольцевой Annular | 60 | 60 | 10,489 | 11,576 | 0,0095 | 0,0085 |
| | | Б2-10 | | | 60 | | 12,663 | | 0,0075 | |
| | | Б2-11 | | Серповидный Crescent-shaped | 58 | 59 | 11,901 | 10,8935 | 0,0515 | 0,05375 |
| | | Б2-12 | | | 60 | | 9,886 | | 0,056 | |
| | | Б2-13 | 20 | Кольцевой редкий Annular rare | 142,5 | 146,7 | 40,02 | 52,127 | 0,12 | 0,27 |
| | | Б2-14 | | | 150,9 | | 64,234 | | 0,42 | |
| | | Б2-15 | | Серповидный Crescent-shaped | 133 | 133,55 | 53,52 | 55,815 | 0,175 | 0,17375 |
| | | Б2-16 | | | 134,1 | | 58,11 | | 0,1725 | |

Разрушающая нагрузка балок 1 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 12 мм выше нагрузки балок с серповидным профилем на 10,59 %. Разрушающая нагрузка балок 1 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 20 мм меньше нагрузки балок с серповидным профилем на 13,84 %.

Разрушающая нагрузка балок 2 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 12 мм выше нагрузки балок с серповидным профилем на 1,69 %. Разрушающая

нагрузка балок 2 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 20 мм выше нагрузки балок с серповидным профилем на 9,85 %.

Одними из основных результатов исследований являются деформации втягивания арматурных стержней, результаты представлены на рис. 5–8.

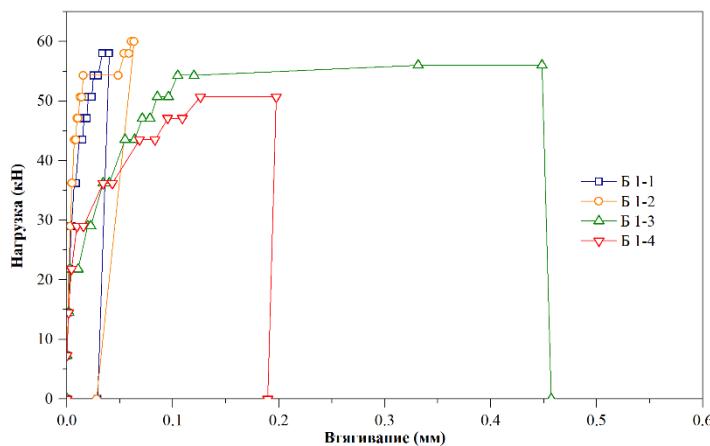


Рис. 5. Деформации втягивания арматуры Ø12 мм опытных балок 1-й серии
Fig. 5. Retraction deformations of Ø12 mm reinforcement of experimental beams of the 1st series

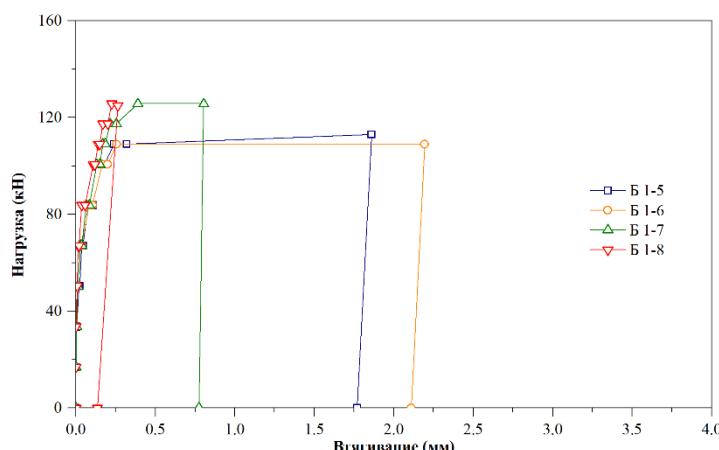


Рис. 6. Деформации втягивания арматуры Ø20 мм опытных балок 1-й серии
Fig. 6. Deformations of the retraction of Ø20 mm reinforcement of experimental beams of the 1st series

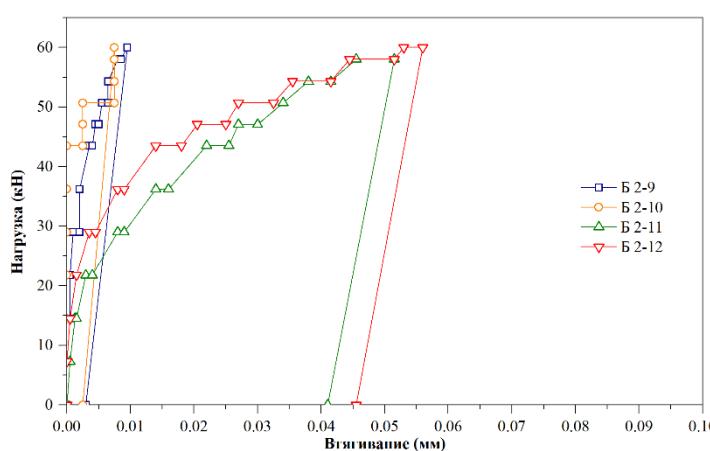


Рис. 7. Деформации втягивания арматуры Ø12 мм опытных балок 2-й серии
Fig. 7. Deformations of the retraction of Ø12 mm reinforcement of experimental beams of the 2nd series

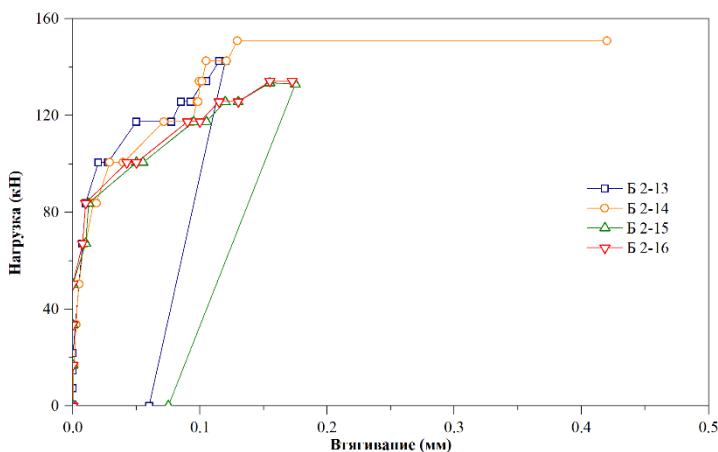


Рис. 8. Деформации втягивания арматуры Ø20 мм опытных балок 2-й серии
Fig. 8. Deformations of the retraction of reinforcement Ø20 mm of experimental beams of the 2nd series

Деформации втягивания балок 1 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 12 мм меньше втягивания арматуры с серповидным профилем на 89,47 %. Деформации втягивания балок 1 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 20 мм больше втягивания арматуры с серповидным профилем на 278,97 %.

Деформации втягивания балок 2 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 12 мм меньше втягивания арматуры с серповидным профилем на 84,19 %. Деформации втягивания балок 2 серии с армированием кольцевым профилем диаметром арматуры 20 мм меньше втягивания арматуры с серповидным профилем на 55,40 %.

Таким образом, установлено, что разрушающая нагрузка балок с кольцевым профилем превышает значения для серповидного за исключением испытания образцов Ø20 мм при классе бетона В30. Деформации втягивания (проскальзывания) арматуры меньше для кольцевого профиля в большинстве случаев, характер разрушения — преимущественно разрыв стержня с учетом анкеровки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

- Проведено экспериментальное исследование влияния геометрических параметров периодического профиля арматуры по ГОСТ 34028–2016 на НДС изгибаемых железобетонных элементов.
- Выявлено, что кольцевой профиль 1ф обеспечивает несущую способность выше серповидного 2ф при классах бетона В30–В40; характер разрушения — сдвиг бетонных шпонок или разрыв арматуры с обеспеченной анкеровкой. Характер разрушения опытных балок зависит от геометрических параметров периодического профиля арматурного проката.
- Результаты испытаний свидетельствуют о возможности применения арматурного проката профиля 1ф с разреженным шагом поперечных ребер без применения дополнительных понижающих коэффициентов.
- Применение арматуры кольцевого профиля средних диаметров с $f_R > 0,1$ в железобетонных конструкциях повышает риск проскальзывания арматуры. Данный факт объясняется частым шагом поперечных ребер при большом диаметре арматуры, при котором бетонные шпонки разрушаются по схеме среза.
- По результатам исследований предлагается применение коэффициента η_1 , равного 2,4 — для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля

кольцевого типа 1ф при $f_R \geq 0,1$. Значение коэффициента обосновывается одновременным влиянием пониженной на 13,84 % прочности сцепления кольцевого профиля и повышенной деформативности данного профиля.

6. Результаты исследования применимы в проектировании мостовых конструкций и сейсмостойких элементов при оптимизации профиля арматуры с учетом коэффициентов надежности без дополнительных анкеров.

7. Перспективы исследований включают учет ползучести бетона, влияние модуля упругости и разработку уточненных эмпирических зависимостей для СП 63.13330.2018 [3].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 34028–2016. Межгосударственный стандарт. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия. М. : Стандартинформ, 2017. 41 с.
2. ГОСТ 5781–82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. М. : Издательство стандартов, 2005. 10 с.
3. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М. : Минстрой России, 2018. 143 с.
4. ГОСТ 10884–94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия. М. : ИПК Издательство стандартов, 1995. 14 с.
5. СТО АСЧМ 7–93. Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия. М. : Ассоциация Черметстандарт, 1993.18 с.
6. ГОСТ Р 52544–2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. М. : Стандартинформ, 2006. 19 с.
7. Квасников А.А. Совместная работа арматуры различного периодического профиля и бетона при ограниченных поперечных деформациях // Бетон и железобетон. 2009. № 4. С. 21–24.
8. Стахов Д.О. Обзор и сравнение методов исследования характеристик сцепления арматуры с бетоном // Молодой ученый. 2021. № 23 (365). С. 62–68.
9. Мирсаяпов И.Т., Минзянов Р.И., Хорьков Е.В., Вагизов М.Р., Шулаева Д.А. Экспериментальное исследование сцепления стальной профилированной арматуры с бетоном // Железобетонные и каменные конструкции: настоящее и будущее : сб. тез. докл. Междунар. науч. конф., посвящ. 50-летию кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» и 105-летию Казанской школы железобетона. Казань, 2024. С. 73–74.
10. Саврасов И.П. Экспериментальные исследования механических свойств и сцепления с бетоном арматуры класса прочности 500 н/мм² // Бетон и железобетон. 2009. № 4. С. 16–21.
11. Семенюк С.Д., Седляр Т.Н. Методика экспериментальных исследований сцепления арматуры серповидного профиля с легкими бетонами // Архитектурно-строительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации : сб. ст. Междунар. науч. конф., посвящ. 50-летию Полоцкого государственного университета. 2018. С. 92–94.
12. Kvasnikov A., Semchenkov A., Meshkov V. Bond to concrete action of reinforcing bars with different deformation patterns // Structural concrete. 2009. Vol. 10. No. 4. Pp. 203–209.
13. Choi O.C., Lee W.S. Interfacial bond analysis of deformed bars to concrete // ACI structural journal. 2002. Vol. 99. No. 6. Pp. 750–756.
14. Soretz S. A comparison of beam tests and pull-out tests // Materials and Structures. 1972. Vol. 28. No. 5. Pp. 261–264.
15. RILEM Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials. RILEM, 1994. 618 p.

REFERENCES

1. GOST 34028–2016. Interstate Standard. Reinforcing Rolled Products for Reinforced Concrete Structures. Specifications. Moscow, Standartinform, 2017; 41. (in Russian).
2. GOST 5781–82. Hot-rolled Steel for the Reinforcement of Reinforced Concrete Structures. Specifications. M.: Standards Publishing House, 2005; 10. (in Russian).
3. SP 63.13330.2018. Concrete and Reinforced Concrete Structures. Main Provisions. Moscow, Ministry of Construction of Russia (Minstroy Rossi), 2018; 143. (in Russian).
4. GOST 10884–94. Thermomechanically Strengthened Reinforcing Steel for Reinforced Concrete Structures. Specifications. Moscow, IPK Publishing House of Standards, 1995; 14. (in Russian).
5. STO ASChM 7–93. Rolled Periodic Profile from Reinforcing Steel. Specifications. Moscow, Association Chernmetstandart, 1993; 18. (in Russian).

6. GOST R 52544–2006. Weldable Reinforcing Rolled Products of Periodic Profile of Classes A500C and B500C for the Reinforcement of Reinforced Concrete Structures. Specifications. Moscow, Standartinform, 2006; 19. (in Russian).
7. Kvasnikov A.A. Joint Work of Reinforcement with Different Periodic Profiles and Concrete under Confined Transverse Deformations. *Beton i Zhelezobeton (Concrete and Reinforced Concrete)*. 2009; 4:21-24. (in Russian).
8. Stakhov D.O. Review and Comparison of Methods for Investigating the Bond Characteristics of Reinforcement with Concrete. *Molodoy Uchenyy (Young Scientist)*. 2021; 23(365):62-68. (in Russian).
9. Mirsayapov I.T., Minzianov R.I., Khorkov E.V., Vagizov M.R., Shulayeva D.A. Experimental Study of the Bond between Steel Deformed Reinforcement and Concrete. *Reinforced Concrete and Masonry Structures: Present and Future : Collection of Abstracts of the International Scientific Conference Dedicated to the 50th Anniversary of the Department "Reinforced Concrete and Masonry Structures" and the 105th Anniversary of the Kazan School of Reinforced Concrete*. Kazan, 2024; 73-74. (in Russian).
10. Savrasov I.P. Experimental Studies of the Mechanical Properties and Bond with Concrete of Reinforcement with a Strength Class of 500 N/mm². *Beton i Zhelezobeton (Concrete and Reinforced Concrete)*. 2009; 4:16-21. (in Russian).
11. Semenyuk S.D., Sedlyar T.N. Methodology for Experimental Studies of the Bond between Reinforcement of Crescent-Shaped Profile and Lightweight Concretes. *Architectural and Construction Complex: Problems, Prospects, Innovations : Collection of Articles of the International Scientific Conference Dedicated to the 50th Anniversary of Polotsk State University*. 2018; 92-94. (in Russian).
12. Kvasnikov A., Semchenkov A., Meshkov V. Bond to concrete action of reinforcing bars with different deformation patterns. *Structural concrete*. 2009; 10(4):203-209.
13. Choi O.C., Lee W.S. Interfacial bond analysis of deformed bars to concrete. *ACI structural journal*. 2002; 99(6):750-756.
14. Soretz S. A comparison of beam tests and pull-out tests. *Materials and Structures*. 1972; 28(5):261-264.
15. RILEM Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials. RILEM, 1994; 618.



2025. 4(12). 57–71

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ZHELEZOBETONNNYE KONSTRUKTSII)

ISSN 2949-1622 (PRINT)

ISSN 2949-1614 (ONLINE)

HTTP://G-B-K.RU

УДК 624.012.4

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.4.57-71

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Функционально-стоимостной анализ железобетонных работ

А.Х. Байбурин*, Н.В. Kocharin*Южно-Уральский государственный университет (НИУ), Челябинск, Российская Федерация*

* abayburin@mail.ru

Ключевые слова: строительные технологии, железобетонные работы, технологические операции, функционально-стоимостной анализ, нежелательные эффекты

История статьи

Поступила в редакцию: 21.10.2025

Доработана: 01.11.2025

Принята к публикации: 07.11.2025

Для цитирования

Байбурин А.Х., Kocharin Н.В. Функционально-стоимостной анализ железобетонных работ // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 12. № 4. С. 57–71.

Аннотация. Среди методов совершенствования технологических процессов наиболее эффективным является функционально-стоимостной анализ (ФСА). В статье приведены основные результаты ФСА процесса железобетонных работ. Цель исследования: выполнить морфологический, структурный и функциональный анализ, оценить затраты и определить недостатки операций, составляющих исследуемый процесс. На первом этапе построена морфологическая классификация технологии железобетонных работ, охватывающая множество вариантов технологии. Выполнен предварительный анализ известных технологий. На основе ФСА традиционной технологии определены ее функции и ранги операций, их недостатки, приоритеты свертывания. Показано, что выявление причинно-следственных связей недостатков существующей технологии позволяет выявить ключевые проблемы и уточнить приоритеты свертывания операций. Проведен сравнительный анализ альтернативных технологий скользящей и несъемной опалубки, торкретирования, 3D-печати, а также метода опускаемого бетона.

Value Engineering Analysis of Concrete Work Process

A.Kh. Bayburin*, N.V. Kocharin*South Ural State University (National Research University), Chelyabinsk, Russian Federation*

* abayburin@mail.ru

Альберт Халимович Байбурин, доктор технических наук, профессор кафедры строительного производства и теории сооружений, Южно-Уральский государственный университет (НИУ), 454080, г. Челябинск, пр-т Ленина, д. 76; SPIN-код: 5927-9812, AuthorID: 266980, ORCID: 0000-0002-7432-5671, E-mail: abayburin@mail.ru

Николай Витальевич Kocharin, старший преподаватель кафедры строительного производства и теории сооружений, Южно-Уральский государственный университет (НИУ), 454080, г. Челябинск, пр-т Ленина, д. 76; E-mail: kocharin@usu.ru

© Байбурин А.Х., Kocharin Н.В., 2025

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

Keywords: construction techniques, reinforced concrete work, technological processes, value engineering analysis, undesired effects

Article history

Received: 21.10.2025

Revised: 01.11.2025

Accepted: 07.11.2025

For citation

Bayburin A.Kh., Kocharin N.V. Value Engineering Analysis of Concrete Work Process. *Reinforced concrete structures*. 2025; 4(12):57-71.

Abstract. Among the methods for improving technological processes, the Value Engineering Analysis (VEA) is the most effective. This article presents the main results of an VEA analysis of the concrete works process. The purpose of the study is to conduct a morphological, structural, and functional analysis of the process, evaluate costs, and identify areas for improvement. At the first stage, a morphological classification of reinforced concrete technology was created, covering various options for the technology. A preliminary analysis of existing technologies has been conducted. Based on the VEA of traditional technology, the functions, ranks, disadvantages, and priorities of operations have been identified.

It has been shown that by identifying the cause-and-effect relationships between the shortcomings of existing technology, key problems can be identified and priorities for improving operations can be clarified. A comparative analysis of various technologies for sliding and non-removable forms, shotcrete, 3D printing, and the method of low-lying concrete is conducted.

ВВЕДЕНИЕ

Функционально-стоимостной анализ (ФСА) — это метод системного исследования функций изделия, производственного процесса, организационной структуры, услуги. Цель ФСА: повышение эффективности использования ресурсов путем оптимизации соотношения между потребительскими функциями объекта и затратами на его разработку, производство и эксплуатацию. Основы ФСА положили работы авиаконструктора Р.Л. Бартини, инженера Пермского телефонного завода Ю.М. Соболева (поэлементный экономический анализ, ПЭА) и американца Л.Д. Майлса, инженера General Electric (value analysis/value engineering, VA/VE) [1–3]. В США применяется термин Value engineering analysis — стоимостной инженерный анализ [4]. Метод стандартизирован Обществом американских инженеров по оценке стоимости, и его проведение является условием получения крупных государственных заказов [5].

Практика ФСА получила большое развитие в 1980-е гг. в СССР в различных отраслях промышленности. При этом особое внимание обращалось на совершенствование технологических процессов [2, 3]. В этот период вышли основательные труды по теории ФСА, разработаны фундаментальные принципы, проверены на практике многочисленные приемы и методы по снижению затрат и повышению качества продукции. Особую эффективность показало совместное применение ФСА и ТРИЗ [6], которое было обусловлено не только постановкой задач, но и их решением.

В строительной сфере метод ФСА до сих пор не нашел широкого применения. Совершенствование строительных технологических процессов методом ФСА является актуальной задачей.

МЕТОД

Методика проведения ФСА технологических процессов подробно описана в монографиях [2, 3] и учебном пособии [7]. Основные этапы ФСА: структурный анализ, формулирование и ранжирование функций, параметрический анализ, определение стоимости. Изложенный здесь материал рекомендуется к изучению совместно с результатами ФСА свайных работ [8].

Albert Kh. Baiburin, Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Construction Engineering and Structural Theory, South Ural State University (National Research University), 76 Lenin Ave., Chelyabinsk, 454080, Russian Federation; SPIN-code: 5927-9812, AuthorID: 266980, ORCID: 0000-0002-7432-5671, E-mail: abayburin@mail.ru

Nikolai V. Kocharin, Senior Lecturer, Department of Construction Engineering and Structural Theory, South Ural State University (National Research University), 76 Lenin Ave., Chelyabinsk, 454080, Russian Federation; E-mail: kocharin_nv@susu.ru

Комплексный технологический процесс бетонных работ подразделяется на опалубочные, арматурные и бетонные. Основными операциями бетонных работ являются монтаж опалубки, установка арматуры, укладка и уплотнение бетонной смеси, устройство рабочих швов, уход за бетоном, демонтаж опалубки [9, 10]. В зимних условиях требуется сохранить воду в бетонной смеси в жидкой фазе, что требует применения специальных методов зимнего бетонирования. Развивая классификацию железобетонных монолитных технологий, проведем морфологический анализ по ряду существенных признаков.

1. Вид опалубки согласно ГОСТ 34329–2017: 1) мелкощитовая; 2) крупнощитовая; 3) блочная; 4) объемно-переставная; 5) скользящая; 6) катучая; 7) подъемно-переставная; 8) пневматическая; 9) несъемная; 10) без опалубки.

2. Вид армирования по ГОСТ Р 57997–2017: 1) отдельные стержни; 2) плоские сетки; 3) каркасы; 4) фибра; 5) прокатные профили, трубы; 6) комбинированное; 7) без армирования.

3. Вид бетона согласно ГОСТ 25192–2012, ГОСТ Р 57345–2016: 1) тяжелый; 2) мелкозернистый; 3) легкий; 4) ячеистый; 5) силикатный; 6) жаростойкий; 7) химически стойкий; 8) специальный (особо тяжелый, напрягающий и т.д.).

4. Вид добавки в бетонную смесь по ГОСТ 24211–2008: 1) минеральная; 2) пластифицирующая; 3) водоредуцирующая; 4) стабилизирующая; 5) воздухововлекающая; 6) противоморозная; 7) гидрофобизирующая; 8) ускорители и замедлители твердения; 9) специальная; 10) без добавок.

5. Способ подачи бетонной смеси: 1) кран с бункером; 2) бетононасос; 3) пневмонагнетатель; 4) бетоноукладчик; 5) виброжелоб; 6) бетонолитная труба или полый буровой став; 7) свободное сбрасывание.

6. Способ укладки бетонной смеси: 1) с уплотнением; 2) литьем; 3) напорный (восходящего раствора); 4) втапливание крупного заполнителя в раствор или наоборот («изюм»).

7. Способ уплотнения материала: 1) вибрация; 2) трамбование (укладка); 3) гидравлическое прессование; 4) пневматическое прессование; 5) без уплотнения (самоуплотняющиеся смеси).

8. Метод зимнего бетонирования: 1) тепляк; 2) термос; 3) греющая опалубка; 4) греющие провода; 5) электропрогрев; 6) предварительный электроразогрев; 7) индукционный прогрев; 8) инфракрасный нагрев; 9) противоморозные добавки; 10) комбинированный.

Морфологическая классификация технологий бетонных работ охватывает теоретически $10 \times 7 \times 8 \times 10 \times 7 \times 4 \times 5 = 784\,000$ вариантов (без учета методов зимнего бетонирования). Например, традиционная технология возведения зданий из монолитного тяжелого бетона имеет следующую спецификацию: А2Б3В1Г2Д2Е1Ж1, а специальная технология торкретбетона — А10Б3В2Г4Д3Е1Ж3.

Из анализа литературы и результатов авторских производственных исследований [38] выявлены недостатки различных технологий устройства монолитных железобетонных конструкций (табл. 1).

Недостатки и потенциальные нежелательные эффекты, указанные в таблице:

1. Расслоение, остывание или схватывание бетонной смеси.
2. Сдвиг или протечки опалубки.
3. Смещение арматуры от проектного положения.
4. Недостаточное уплотнение бетонной смеси.
5. Нарушения в устройстве технологических швов.
6. Замораживание свежеуложенной бетонной смеси.
7. Неплотности, раковины и другие дефекты бетона.
8. Низкая производительность.

Таблица 1 / Table 1

Недостатки технологий устройства монолитных конструкций
Disadvantages of Cast-in-Place Concrete Construction Technologies

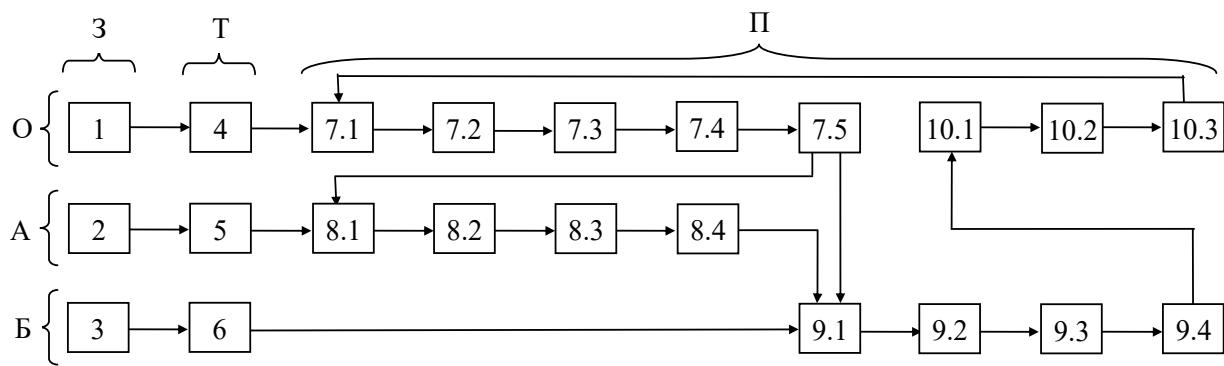
| Технология Technology | Классификатор (см. выше) Classification | Номер нежелательного эффекта Number of undesired effect | | | | | | | |
|---|--|--|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Кран с бункером with bucket (hopper) | A2Б3В1Г2Д1Е1Ж1 | - | ± | ± | - | - | - | ± | + |
| Бетононасос Concrete pump | A2Б3В2Г2Д2Е2Ж5 | - | ± | ± | - | - | - | ± | - |
| Торкрет Shotcrete (guniting) | A10Б3В2Г4Д3Е1Ж3 | + | - | ± | - | - | + | - | + |
| Бетоноукладчик Concrete spreader | A1Б3В1Г2Д4Е1Ж1 | + | ± | ± | - | - | + | ± | ± |
| Виброжелоб Vibrating chute | A1Б1В1Г2Д5Е1Ж1 | + | ± | ± | - | - | + | ± | - |
| Напорная (сваи) Press-in piling (piles) | A10Б3В1Г2Д6Е3Ж1 | - | - | ± | ± | - | - | ± | - |
| Укладка (дороги) Pavement laying (roads) | A10Б2В1Г1Д4Е1Ж2 | + | - | - | - | - | + | - | - |
| 3D-печать / 3D printing | A10Б4В2Г4Д2Е2Ж5 | + | - | - | - | ± | + | - | + |

В табл. 1 указаны не все известные недостатки, более подробный анализ будет проведен в подразделе, посвященном анализу нежелательных эффектов традиционной технологии железобетонных работ.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Построение структурной модели

Структурная модель технологического процесса с разделением на операции показана на рис. 1. Конечно, построенная модель не может соответствовать всем конкретным случаям. Так, например, арматурные работы могут опережать опалубочные или вестись параллельно с ними. Нужно стремиться к тому, чтобы модель процесса максимально точно отображала состав операций и связи между ними.

**Рис. 1.** Структурная модель процесса железобетонных работ:

виды работ (операций): 3 — заготовительные; Т — транспортные; П — построечные; О — опалубочные; А — арматурные; Б — бетонные; 1 — изготовление опалубки; 2 — изготовка арматуры; 3 — изготовление бетонной смеси; 4 — транспортирование опалубки; 5 — транспортирование арматуры; 6 — транспортирование бетонной смеси; 7.1 — чистка опалубки; 7.2 — смазка опалубки; 7.3 — монтаж (сборка) опалубки; 7.4 — выверка опалубки; 7.5 — закрепление опалубки; 8.1 — установка арматуры; 8.2 — выверка арматуры; 8.3 — вязка (сварка) арматуры; 8.4 — закрепление арматуры с фиксацией защитного слоя; 9.1 — укладка бетонной смеси; 9.2 — уплотнение бетонной смеси; 9.3 — устройство рабочих швов; 9.4 — уход за бетоном; 10.1 — раскрепление опалубки; 10.2 — отделение опалубки от бетона; 10.3 — снятие опалубки

Fig. 1. Structural model of the reinforced concrete work process:

types of work (operations): F — Fabrication; T — Transportation; OS — On-site; FW — Formwork; R — Reinforcement; C — Concrete; 1 — formwork manufacturing; 2 — reinforcement fabrication; 3 — concrete mix production; 4 — formwork transportation; 5 — reinforcement transportation; 6 — concrete mix transportation; 7.1 — formwork cleaning; 7.2 — formwork oiling; 7.3 — formwork erection (assembly); 7.4 — formwork alignment; 7.5 — formwork securing; 8.1 — reinforcement placement; 8.2 — reinforcement alignment; 8.3 — reinforcement tying (welding); 8.4 — reinforcement securing with protective layer fixing; 9.1 — concrete mix placement; 9.2 — concrete mix compaction; 9.3 — construction joint forming; 9.4 — concrete curing; 10.1 — formwork unsecuring; 10.2 — formwork separation from concrete; 10.3 — formwork removal

Параметрический анализ

Для определения ресурса выполнения функций каждой операции выполнен анализ параметров выполнения этих функций (табл. 2). Для установления требуемых параметров были использованы действующие нормы.

Таблица 2
Параметрический анализ технологического процесса (фрагмент)

| Функция (операция) | Норма | Значение параметра | | Ресурс функции |
|--------------------------------|---|--|------------------------|----------------|
| | | Допуск | Факт | |
| 7.3. Монтаж опалубки | СП 70.13330, п. 5.17, табл. 5.11 | Положение, прогиб | Соответствует | А |
| 8.1. Установка арматуры | СП 70, п. 5.16, табл. 5.10 | Положение, защитный слой | Соответствует (меньше) | A(H) |
| 8.3. Вязка арматуры | Проект, ППР | Шаг узлов | Соответствует (меньше) | A(H) |
| 9.1. Укладка бетонной смеси | СП 70.13330, табл. 5.2 | Высота сбрасывания 1,0–4,5 м | Соответствует | А |
| 9.2. Уплотнение бетонной смеси | СП 70.13330, пп. 5.3.8, 5.3.10, табл. 5.2 | $b \leq 1,5R_{\text{вib}}$; $h \leq 1,25L_{\text{вib}}$; $h \leq 12\text{--}25 \text{ см}$ | Соответствует (больше) | A(H) |
| 9.3. Устройство рабочих швов | СП 70.13330, пп. 5.3.1, 5.3.12 | $R_b \geq 1,5 \text{ МПа}$, положение шва, удаление пленки | Соответствует или нет | A(H) |
| 9.4. Уход за бетоном | СП 70.13330, п. 5.4.1 | Температура, влажность, срок | Соответствует (меньше) | A(H) |

Примечания:

1. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции.

2. Обозначения: h — толщина слоя; b — шаг перестановки вибратора; $R_{\text{вib}}$, $L_{\text{вib}}$ — радиус действия и длина глубинного вибратора; R_b — прочность бетона.
 3. При зимнем бетонировании необходимо обеспечить дополнительные параметры, указанные в табл. 5.7 СП 70.13330–2012.

Table 2
Parametric Analysis of the Technological Process (fragment)

| Function (Operation) | Standard (Norm) | Parameter Value | | Function (Operation) |
|-----------------------------------|---|--|--------------------|----------------------|
| | | Tolerance | Actual | |
| 7.3. Formwork Erection (Assembly) | SP 70.13330, c. 5.17, Table 5.11 | Position, deflection | Conforms | A |
| 8.1. Reinforcement Placement | SP 70, c. 5.16, Table 5.10 | Position, concrete cover | Conforms (less) | A(H) |
| 8.3. Reinforcement Tying | Project, Construction Plan (PPR) | Tie spacing | Conforms (less) | A(H) |
| 9.1. Concrete Mix Placement | SP 70.13330, Table 5.2 | Drop height 1.0–4.5 m | Conforms | A |
| 9.2. Concrete Mix Compaction | SP 70.13330, cs. 5.3.8, 5.3.10, Table 5.2 | $b \leq 1.5R_{\text{vib}}$; $h \leq 1.25L_{\text{vib}}$; $h \leq 12\text{--}25 \text{ cm}$ | Conforms (greater) | A(H) |
| 9.3. Construction Joint Forming | SP 70.13330, cs. 5.3.1, 5.3.12 | $R_b \geq 1.5 \text{ MPa}$, Joint position, laitance removal | Conforms or not | A(H) |
| 9.4. Concrete Curing | SP 70.13330, c. 5.4.1 | Temperature, humidity, duration | Conforms (less) | A(H) |

Notes:

1. SP 70.13330.2012. Load-Bearing and Enclosing Structures.
2. Symbols: h — layer thickness; b — vibrator repositioning step; R_{vib} , L_{vib} — radius of action and length of an internal vibrator; R_b — concrete strength.
3. For winter concreting, it is necessary to ensure the additional parameters specified in Table 5.7 of SP 70.13330–2012.

Ресурс функции может быть адекватным (A); избыточным (И) или недостаточным (Н) в зависимости от того, достигаются ли заданные параметры. Все функции, как правило, характеризуются адекватным (A) уровнем выполнения. Однако операции установки и вязки арматуры, уплотнения бетонной смеси, устройства рабочих швов, ухода за бетоном характеризуются отклонениями от заданных параметров, поэтому уровень выполнения этих операций обозначен как A(H), т.е. имеется вероятность недостаточного уровня выполнения функции, что приводит к дефектам или отклонениям.

Построение функциональной модели

При построении функциональной модели технологии использована классификация операций по виду: С — создающие (в результате этих операций что-то производится); О — обеспечивающие операции (транспортирование, хранение, погрузка – разгрузка, заготовка, подача и т.д.); И — исправляющие (в результате устраняется нежелательный эффект, возникший на предыдущих операциях); К — контрольно-измерительные операции; Т — транспортные операции; Пр — перерыв, простой.

Операции очистки, смазки опалубки и ее отрыва от бетона исправляют недостатки процесса, связанные с прилипанием бетона к опалубке. Свойство адгезии материала появляется после операции 9.4, когда бетонная смесь затвердевает в бетон.

К исправляющим также относятся операции выверки опалубки 7.4 и арматуры 8.2 (исправляются недостатки точности их установки), а также операция уплотнения бетонной смеси (удаление воздуха, попавшего в смесь на предыдущей операции 9.1).

Контрольные операции для контроля точности выверки, прочности закрепления, правильности укладки, уплотнения и ухода, а также прочности бетона в настоящей модели не рассматриваются. Они подразумеваются в составе каждой операции как ее заключительный этап.

В дальнейшем анализе заготовительные, транспортные операции рассматривать не будем. В табл. 3 приведен фрагмент функциональной модели производственного процесса.

Таблица 3

Функциональная модель процесса бетонных работ

| Операция | Функция операции (F) | Вид операции | Ранг функции | Ресурс функции |
|---------------------------|--|------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| 7. Монтаж опалубки | F7.1. Очистить опалубку F7.2. Смазать опалубку F7.3. Установить опалубку (грубо) F7.4. Установить опалубку (точно) F7.5. Закрепить опалубку | И О С К О | ВФ ВФ ОФ ОФ ВФ | А А(И) А А А(Н) |
| 8. Установка арматуры | F8.1. Установить арматуру (грубо) F8.2. Установить арматуру (точно) F8.3. Соединить арматурныестыки F8.4. Закрепить арматуру | С К С О | ОФ ОФ ОФ ВФ | А А А(Н) А(Н) |
| 9. Укладка бетонной смеси | F9.1. Уложить смесь (в опалубку) F9.2. Удалить воздух (из смеси) F9.3. Изготовить рабочий шов F9.4. Укрыть (нагреть) бетон F9.5. Выдержать бетон | С И С О Пр | ОФ ВФ ВФ ВФ ОФ | А А(Н) А(Н) А(Н) А |
| 10. Демонтаж опалубки | F10.1. Раскрепить опалубку F10.2. Отделить опалубку (от бетона) F10.3. Снять опалубку | О И С | ВФ ВФ ОФ | А А А |

Table 3

Functional Model of the Concrete Work Process

| Operation | Operation Function (F) | Operation Type | Function Rank | Function Resource |
|----------------------------|---|------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| 7. Formwork Erection | F7.1. Clean formwork F7.2. Oil formwork F7.3. Position formwork (rough) F7.4. Position formwork (precise) F7.5. Secure formwork | I O S K O | BF BF OF OF BF | A A(I) A A A(H) |
| 8. Reinforcement Placement | F8.1. Position reinforcement (rough) F8.2. Position reinforcement (precise) F8.3. Connect reinforcement joints F8.4. Secure reinforcement | S K S O | OF OF OF BF | A A A(H) A(H) |
| 9. Concrete Mix Placement | F9.1. Place mix (into formwork) F9.2. Remove air (from mix) F9.3. Form construction joint F9.4. Cover (heat) concrete F9.5. Cure concrete | S I S O Pr | OF BF BF BF OF | A A(H) A(H) A(H) A |
| 10. Formwork Removal | F10.1. Unsecure formwork F10.2. Separate formwork (from concrete) F10.3. Remove formwork | O I S | BF BF OF | A A A |

Анализ трудоемкости операций

Трудоемкость и стоимость выполнения каждой операции (функции) находят по проектно-сметной документации, либо по нормам ГЭСН, ЕНиР и прочему. В укрупненном виде трудоемкость представлена в табл. 4.

Таблица 4

Трудозатраты в % от общих трудозатрат на бетонные работы

| Вид работ | По проекту | По ЕНиР Е4-1 | По данным А.А. Афанасьева [9] |
|--------------------|------------|--------------|-------------------------------|
| Установка опалубки | 37 | 40–50 | 35–60 |
| Установка арматуры | 14 | 15–25 | 10–25 |
| Бетонирование | 32 | 10–20 | 10–25 |
| Разборка опалубки | 17 | 15–25 | 15–25 |

Table 4

Labor Costs as a Percentage of Total Labor Costs for Concrete Work

| Type of Work | By Project | By ENiR E4-1 | By Data from A.A. Afanasyev [9] |
|-------------------------|------------|--------------|---------------------------------|
| Formwork Erection | 37 | 40–50 | 35–60 |
| Reinforcement Placement | 14 | 15–25 | 10–25 |
| Concreting | 32 | 10–20 | 10–25 |
| Formwork Removal | 17 | 15–25 | 15–25 |

Дальнейший анализ предусматривает определение нежелательных эффектов (недостатков, проблем), сопровождающих выполнение отдельных операций процесса.

Определение нежелательных эффектов (НЭ) операций

Операция F7.1. Очистка опалубки (удаление остатков бетона с поверхности опалубки):

НЭ7.1.1 — ручной труд, большие трудозатраты;

НЭ7.1.2 — возможны повреждения рабочей поверхности опалубки;

НЭ7.1.3 — возможен недостаточный уровень выполнения функции очистки.

Операция F7.2. Смазка опалубки:

НЭ7.2.1 — ручной труд, большие трудозатраты;

НЭ7.2.2 — при недостаточной или избыточной смазке ухудшается поверхность монолитной конструкции (задиры, масляные пятна);

НЭ7.2.3 — возможен недостаточный уровень выполнения функции смазки.

Операция F7.3. Монтаж (сборка) опалубки:

НЭ7.3.1 — ручной труд, большие трудозатраты;

НЭ7.3.2 — обычно требуется грузоподъемный механизм;

НЭ7.3.3 — недостаточная точность монтажа, что требует дальнейшей выверки опалубки;

НЭ7.3.4 — при недостаточной жесткости опалубка может потерять устойчивость или сдвинуться при бетонировании;

НЭ7.3.5 — при неплотной пригонке щитов возможны протечки цементного молока.

Операция F7.4. Выверка опалубки (в плане, по вертикали и высотным отметкам):

НЭ7.4.1 — ручной труд, большие трудозатраты;

НЭ7.4.2 — требуются точные приборы и средства измерений;

НЭ7.4.3 — неточная выверка приводит к нарушению геометрии конструкций.

Операция F7.5. Закрепление опалубки:

НЭ7.5.1 — возможны отклонения опалубки от установленного положения;

НЭ7.5.2 — повышенные трудозатраты при использовании неинвентарных креплений;

НЭ7.5.3 — плохое закрепление приводит к дефектам конструкции;

НЭ7.5.4 — необходимость анкерных устройств на местности или на монтажном горизонте.

Операция F8.1. Установка арматуры:

НЭ8.1.1 — ручной труд, большие трудозатраты;

НЭ8.1.2 — задержка работ при чистке арматуры от ржавчины;

НЭ8.1.3 — смещение фиксаторов защитного слоя и арматуры при движении рабочих по арматуре (если не установлены трапы), а также при укладке и уплотнении бетонной смеси.

Операция F8.2. Выверка арматуры:

НЭ8.2.1 — затраты времени на разметку и выверку арматуры.

Операция F8.3. Вязка (сварка) арматуры:

НЭ8.3.1 — ручной труд, минимальная степень механизации;

НЭ8.3.2 — нарушение шага креплений;

НЭ8.3.3 — снижение прочности арматуры при сварке стержней.

Операция F8.4. Закрепление арматуры:

НЭ8.4.1. — ручной труд, большие трудозатраты.

Операция F9.1. Укладка бетонной смеси:

НЭ9.1.1 — требуется механизм для укладки смеси (кран с бадьей, бетононасос, бетоноукладчик и прочее);

НЭ9.1.2 — возможны смещения опалубки, арматуры, закладных деталей, утеплителя (последствия НЭ7.3.4, НЭ8.3.2);

НЭ9.1.3 — в бетонную смесь попадает воздух, для удаления которого требуется последующая операция уплотнения смеси.

Операция F9.2. Уплотнение бетонной смеси:

НЭ9.2.1 — ручной труд, большие трудозатраты;

НЭ9.2.2 — вредное воздействие вибрации на рабочего;

НЭ9.2.3 — возможны смещения опалубки, арматуры, закладных деталей, утеплителя;

НЭ9.2.4 — застревание наконечника глубинного вибратора в арматуре;

НЭ9.2.5 — трудно контролировать высоту слоев укладки и качество уплотнения, особенно в вертикальной опалубке и под проемообразователями;

НЭ9.2.6 — недостаточное уплотнение, зависание смеси на арматуре.

Операция F9.3. Устройство рабочих швов:

НЭ9.3.1 — нарушение монолитности конструкции, снижение долговечности;

НЭ9.3.2 — непроектный рабочий шов при сбоях в поставке бетонной смеси.

Операция F9.4. Уход за бетоном:

НЭ9.4.1 — снижение прочности бетона при плохом уходе;

НЭ9.4.2 — длительное твердение бетона в опалубке, снижающее темпы работ при многократно обрачиваемой опалубке;

НЭ9.4.3 — трудности определения прочности бетона в конструкциях (при отсутствии доступа);

НЭ9.4.4 — большие дополнительные затраты в зимнее время;

НЭ9.4.5 — бетон прилипает к опалубке, что требует ее очистки и смазки и вызывает НЭ 10.2, 10.3.

Операция F10. Распалубка:

НЭ10.1 — ручной труд, большие трудозатраты;

НЭ10.2 — требуется большое усилие для отрыва крупнощитовой и блочной опалубки от бетона;

НЭ10.3 — возможны повреждения изготовленной конструкции и опалубки.

Итого при описании технологии выявлено 45 нежелательных эффектов. Формулировка нежелательных эффектов, возникающих на технологических переделах, позволяет ставить и решать задачи по совершенствованию процесса. Например, трудность контроля качества укладки и уплотнения смеси практически исчезает при использовании прозрачной опалубки, предложенной в Японии.

Анализ причинно-следственных связей (ПСС)

Определение причинно-следственных связей нежелательных эффектов позволяет выявить узловые и ключевые НЭ, а также выявить новые НЭ, которые не были определены при первоначальном анализе технологических операций.

При построении ПСС выявлено несколько цепочек причин и их следствий (рис. 2).

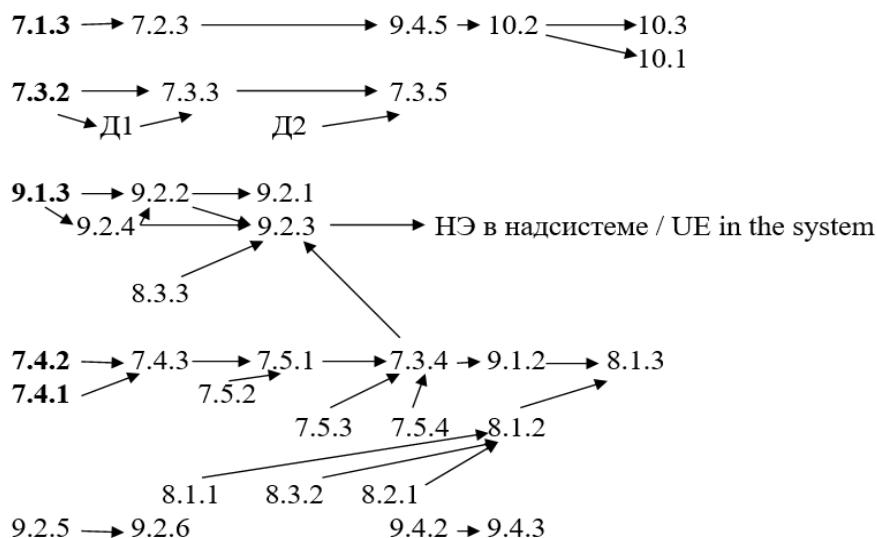


Рис. 2. Причинно-следственные связи нежелательных эффектов: полужирным выделены ключевые НЭ

Fig. 2. Cause-and-effect relationships of undesirable effects: key undesirable effects are highlighted in bold

Результатом построения ПСС должно быть уточнение и корректировка выявленных НЭ. На рис. 2 такие дополнительные нежелательные эффекты указаны как Д1 и Д2. Одной из причин недостаточной точности установки опалубки является большая погрешность перемещений груза краном, такой НЭ обозначен Д1. При монтаже опалубки возможны неровности поверхности готового бетона, с которым сопрягается опалубка при установке на следующую захватку, а также неровности самой опалубки (например, в результате ее износа и превышения паспортной оборачиваемости), что также может привести к возникновению НЭ 7.3.5 — наличие щелей, через которые возможна протечка бетонной смеси. Этот НЭ на модели обозначен Д2.

Матрица «значимость функции – стоимость»

Результаты функционального и стоимостного анализов сведем в матрицу «значимость функции – стоимость выполнения функции» (табл. 5).

Из полученной матрицы следует, что приоритет в свертывании операций следует отдать опалубочным работам, наиболее затратным и трудоемким. Между операциями приоритеты определяются согласно их значимости, начиная от наименее значимых операций. Если имеются данные о стоимости и трудоемкости каждой операции, то процедуры свертывания устанавливают по конкретному соотношению между значимостью функции и стоимостью ее вы-

полнения. Следует отметить, что результат анализа матрицы табл. 5 зависит от вида применяемой опалубки и арматурных изделий. При использовании блочной опалубки, товарной стержневой арматуры или заводских армокаркасов приоритеты могут измениться.

Таблица 5

Матрица «значимость функции – стоимость выполнения функции» (фрагмент)

| Функции операций | Значимость функции, % | Трудоемкость, % | Затраты, % | Кол-во НЭ | Приоритет свертки |
|-------------------------|-----------------------|-----------------|------------|-----------|-------------------|
| 7.1. Очистка опалубки | 2 | 45 | 38 | 3 | 1 |
| 7.2. Смазка опалубки | 11 | | | 3 | 2 |
| 7.3. Установка опалубки | 25 | | | 5 | 5 |
| 7.4. Выверка опалубки | 14 | | | 3 | 3 |
| 7.5. Крепление опалубки | 18 | | | 4 | 4 |
| 9.1. Укладка смеси | 50 | 25 | 30 | 3 | 9 |
| 9.2. Уплотнение смеси | 33 | | | 6 | 8 |
| 9.3. Устройство швов | 8,5 | | | 2 | 6 |
| 9.4. Уход за бетоном | 8,5 | | | 5 | 7 |

Table 5

“Function Significance – Cost of Function Execution” Matrix (fragment)

| Operation Functions | Function Significance, % | Labor Input, % | Costs, % | Number of UEs | Consolidation Priority |
|----------------------------|--------------------------|----------------|----------|---------------|------------------------|
| 7.1. Formwork Cleaning | 2 | 45 | 38 | 3 | 1 |
| 7.2. Formwork Oiling | 11 | | | 3 | 2 |
| 7.3. Formwork Installation | 25 | | | 5 | 5 |
| 7.4. Formwork Alignment | 14 | | | 3 | 3 |
| 7.5. Formwork Securing | 18 | | | 4 | 4 |
| 9.1. Mix Placement | 50 | 25 | 30 | 3 | 9 |
| 9.2. Mix Compaction | 33 | | | 6 | 8 |
| 9.3. Joint Forming | 8.5 | | | 2 | 6 |
| 9.4. Concrete Curing | 8.5 | | | 5 | 7 |

Свертывание операций бетонных работ

Рассмотрим некоторые примеры свертывания технологического процесса железобетонных работ. Прежде всего, свертыванию подлежат операции, на которых возникают ключевые НЭ, являющиеся причинами остальных НЭ.

В выбранной модели это операция монтажа опалубки. В этом случае условие свертывания формулируется следующим образом.

Операцию монтажа опалубки можно не выполнять, если:

- 1) нет опалубки;
- 2) устранена операция укладки бетонной смеси;
- 3) устранена необходимость в изменении параметров операции заливки бетона таким образом, что опалубка становится не нужна;
- 4) монтаж опалубки выполняется на операциях изготовления опалубки или транспортировки опалубки;
- 5) монтаж опалубки будет выполнен на операции установка арматуры или операции укладка бетонной смеси;
- 6) монтаж опалубки будет выполняться на новой операции.

На сегодня есть варианты готовых решений для варианта «1»: торкретирование на основу, использование строительного 3D-принтера, укладка в грунтовую траншею или в скважину.

Вариант свертки «3»: применение метода опускаемого бетона по патентам RU 2604098, 2657565 (опалубка остается на месте, а бетон опускается вниз).

В случае если решение для свертывания опалубки не найдено или не подходит по критериям эффективности, то переходят к следующим операциям, на которых возникают НЭ, например: для устранения НЭ прилипания бетонной смеси и исключения операций покрытия опалубки эмульсией, очистки опалубки от прилипшего бетона можно выйти на решения применения несъемной опалубки или использования опалубки, изготовленной из антиадгезионного материала или с покрытием из такого материала. Известно, что палуба из нержавеющей стали с полировкой не требует смазки и увеличивает оборачиваемость.

Опалубку можно не выверять, если: 1) нет опалубки; 2) ликвидируется операция установки опалубки (скользящая опалубка; горизонтально перемещаемая опалубка; метод подъема монолитных перекрытий, метод опускаемого бетона); 3) выверка выполняется на операции установки (безвыверочный монтаж опалубки по тупикам, порогам; скользящая опалубка).

Арматуру можно не выверять если: 1) нет арматуры; 2) арматура устанавливается на предыдущих операциях (армо-опалубочные блоки; несъемная стальная опалубка, выполняющая функции арматуры; фибробетон); 3) арматура устанавливается на последующих операциях (установка и натяжение арматуры в каналах конструкции, внешняя напрягаемая арматура).

Бетонную смесь можно не уплотнять, если: 1) нет бетонной смеси, но данный вариант недопустим, поскольку связан с объектом главной функции; 2) неуплотненная бетонная смесь имеет параметры, необходимые для создаваемой конструкции, или другое решение: при укладке в смесь не вовлекается воздух (литые, самоуплотняющиеся бетонные смеси с пластифицирующими добавками; метод вертикально перемещаемой трубы; метод восходящего раствора; напорное бетонирование, строительный 3D-принтер); 3) вместо существующей вводится новая операция: торкретирование; набрызг смеси; бункер с роторным метателем.

Свертывание создающих операций и решение задач, связанных со свертыванием создающих операций, позволяет исключить исправительные операции и избежать потерь времени на решение задач исправительных операций.

Рассмотрим процедуры свертки обеспечивающих операций.

Уход за бетоном не требуется, если: 1) нет бетона; 2) на предшествующих операциях обеспечиваются благоприятные условия для твердения бетона (несъемная опалубка из пенополистирольных блоков; метод термоса; тепляки; противоморозные и тепловыделяющие добавки); 3) бетон быстро твердеет (вакуумирование; способы термообработки; использование быстротвердеющих цементов).

Распалубку можно не производить, если: 1) нет опалубки (безопалубочные способы бетонирования); 2) распалубка производится на предшествующих операциях (скользящая опалубка); 3) распалубка не требуется (несъемная опалубка, дешевая одноразовая опалубка из картона, метод опускаемого бетона).

Анализ решений, определение новых нежелательных эффектов

Проанализируем технические решения, предложенные в результате свертывания. При использовании скользящей опалубки с антиадгезионным покрытием палубы ликвидируются операции 7.1–7.5 и 10.1–10.3 и связанные с ними нежелательные эффекты НЭ7.1.1–НЭ7.1.3, НЭ7.2.1–НЭ7.2.3, НЭ7.3.1–НЭ7.3.5, НЭ7.4.1–НЭ7.4.3, НЭ7.5.1–НЭ7.5.4, НЭ10.1–10.3. При этом появляются операции установки домкратных стержней, синхронного перемещения опалубки и возникают следующие нежелательные эффекты: ограничения в планировке несущих стен; сложность устройства перекрытий; применение сложного оборудования (насосная станция, домкраты, система синхронизации); низкое качество поверхности бетона; расход стали на домкратные стержни; повышенные требования к организации строительства и квалификации

персонала. Положительным эффектом способа скользящей опалубки является высокая производительность (20–30 см в час).

При использовании несъемной опалубки из пенополистирольных блоков и литой бетонной смеси с подачей автобетононасосом ликвидируются функции операций 7.1, 7.2, 7.4, 9.2, 10.1–10.3 и связанные с ними нежелательные эффекты НЭ7.1.1–7.1.3, 7.2.1–7.2.3, НЭ9.1.1–9.1.3, НЭ9.2.1–9.2.6, НЭ9.4.1–9.4.5, НЭ10.1–10.3. Трудность определения прочности бетона в конструкциях усугубляется (НЭ9.3.4). Возникает положительный эффект защиты бетонной смеси от неблагоприятных воздействий окружающей среды. При использовании бетонной или стальной несъемной опалубки она может включаться в расчет на несущую способность (совместно с монолитной конструкцией), выполнять функции поддерживающих лесов, отделки, гидроизоляции, закладных деталей.

Безопалубочный способ торкретирования ликвидирует функции операции 7.1–7.5, 9.2, 10.1–10.3 и нежелательные эффекты указанных операций. При этом появляется операция устройства основы, на которую наносится смесь, и возникают следующие нежелательные эффекты: отскок бетонной смеси; необходимость сложного оборудования и высокой квалификации рабочих; низкая производительность работ. Положительными эффектами способа торкретирования являются: повышенная плотность бетона и улучшение его физико-механических характеристик; устройство криволинейных конструкций; возможность создания несъемной опалубки.

При использовании технологии строительного 3D-принтера не нужна опалубка, уход за бетоном, так как применяется непрерывная укладка из форсунки быстротвердеющей смеси. Таким образом, ликвидируются функции операции 7.1–7.5, 8.2, 8.4, 9.2–9.3, 10.1–10.3 (12 функций операций из 16) и нежелательные эффекты НЭ7.1.1–7.1.3, 7.2.1–7.2.3, НЭ9.1.1–9.1.3, НЭ9.2.1–9.2.6, НЭ9.4.1–9.4.5, НЭ10.1–10.3. При этом возникают следующие нежелательные эффекты: необходимость специальной быстротвердеющей бетонной смеси, сложного оборудования и высокой квалификации настройщиков; низкая производительность работ.

Технология с применением 3D-принтера намного упрощается (рис. 3): остаются лишь операции 8.1 и 8.3 установки арматуры, 9.1 укладки бетонной смеси и 9.4 ухода за бетоном. Не требуются опалубочные операции, уплотнение бетонной смеси и устройство рабочих швов. Если применить фибрю вместо арматуры, то устраняются операции 8.1 и 8.3. При использовании быстротвердеющих составов значительно упрощается уход за бетоном вплоть до полной ликвидации этой операции.

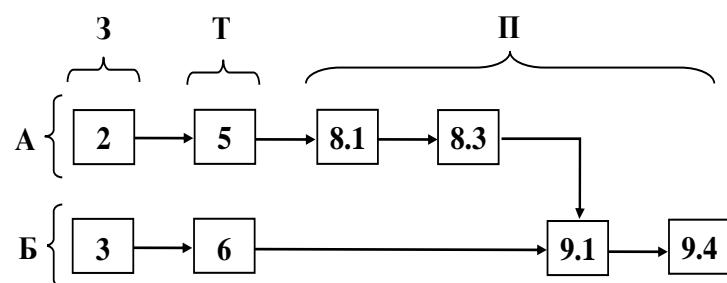


Рис. 3. Структурная модель технологии «Строительный 3D-принтер»: обозначения см. на рис. 1.

Fig. 3. Structural model of the “Construction 3D Printer” technology: designations are as per Fig. 1.

Положительными эффектами (ПЭ) способа являются: полное устранение человеческого фактора при роботизированной укладке арматуры и смеси; устройство криволинейных кон-

структур; возможность применения сменного или параллельного оборудования для устройства надуваемого или пенного утеплителя, установки связей и арматуры, устройства пустотных перекрытий.

Для повышения производительности и качества 3D-печати возможно совместить экструдер с небольшой опалубкой, а опалубку подогревать. Если при этом использовать полистиролбетон, то можно изготавливать теплую наружную стену по одностадийной технологии (патент НГАСУ-Сибстрин [11]). Изменяя в рецептуре смеси содержание полистирола, можно увеличивать или уменьшать теплоизоляционные или конструкционные свойства стены.

Метод опускаемого бетона по патентам RU 2604098, RU 2657565 представляет собой инверсию скользящей вверх опалубки и заключается в формировании конструкции слоями в неподвижной опалубке с постепенным опусканием конструкции вниз [12]. При использовании этого метода с антиадгезионным покрытием поверхности бетона полимерной пленкой ликвидируются функции операций 7.1–7.5, 10.1–10.3 и связанные с ними нежелательные эффекты.

При этом появляются операции установки домкратных стержней, механизма опускания бетона и возникают следующие нежелательные эффекты: применение сложного оборудования (насосная станция, домкраты); дополнительный расход стали на домкратные стержни; повышенные требования к организации строительства и квалификации персонала. Положительным эффектом способа опускаемого бетона является высокая производительность (6–30 см в час) и экономия энергии за счет использования силы тяжести.

Результаты анализа различных технологий бетонных работ по методике ФСА представлены в табл. 6.

Таблица 6
Результаты анализа различных технологий бетонных работ

| Технология бетонных работ | Ликвидируются | | Появляются | | |
|--|---------------|-----------------|------------|-----------------|-----------------|
| | F_e | НЭ _e | F_d | НЭ _d | ПЭ _d |
| Скользящая опалубка | 8 | 12 | 2 | 6 | 1 |
| Несъемная опалубка и литая бетонная смесь (СУБС) | 7 | 21 | — | 1 | 1 |
| Торкретирование | 9 | 22 | 1 | 4 | 3 |
| Строительный 3D-принтер | 12 | 25 | — | 3 | 3 |
| Метод опускаемого бетона | 8 | 12 | 2 | 3 | 2 |

Table 6
Analysis Results of Various Concrete Work Technologies

| Concrete Work Technology | Eliminated | | Introduced | | |
|---|------------|--------|------------|--------|--------|
| | F_e | UE_e | F_i | UE_i | BE_i |
| Slipform | 8 | 12 | 2 | 6 | 1 |
| Permanent formwork and SCC (Self-Compacting Concrete) | 7 | 21 | — | 1 | 1 |
| Shotcreting | 9 | 22 | 1 | 4 | 3 |
| Construction 3D Printer | 12 | 25 | — | 3 | 3 |
| Tremie Method | 8 | 12 | 2 | 3 | 2 |

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Из данных табл. 6 следует, что наибольшие показатели эффективности свертывания по методике ФСА имеет технология «Строительный 3D-принтер». Вместе с тем окончательные выводы об эффективности того или иного варианта технологий могут быть сделаны только после всесторонней оценки экономической целесообразности для конкретного объекта. При этом из-

менения технологии должны рассматриваться комплексно и взаимоувязываться с архитектурно-конструктивными решениями, вопросами качества и безопасности как на стадии строительства, так и в процессе эксплуатации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кузьмина Е.А., Кузьмин А.М. Функционально-стоимостной анализ. Экскурс в историю // Проблемы менеджмента качества. 2002. № 7. С. 14–20.
2. Моисеева Н.К., Карпунин М.Г. Основы теории и практики функционально-стоимостного анализа. М. : Высшая школа, 1988. 192 с.
3. Мисаков В.С. Функционально-стоимостной анализ в строительстве. М. : Финансы и статистика, 1986. 114 с.
4. Cooper R., Slagmulder R. Target Costing and Value Engineering. 2017.
5. Federal Acquisition Regulation. Part 48. Value Engineering. USA.
6. Альтшуллер Г.С., Злотин Б.Л., Филатов В.И. Профессия — поиск нового (Функционально-стоимостной анализ и теория решения изобретательских задач как система выявления резервов экономии). Кишинёв : Картая Молдовеняскэ, 1985. 196 с.
7. Байбурин А.Х., Мангушев Р.А., Kocharin N.B. Функционально-стоимостной анализ строительных технологий : учебное пособие для вузов. СПб. : Лань, 2024. 216 с.
8. Байбурин А.Х., Толкынбаев Т.А., Kocharin N.B. Функционально-стоимостной анализ технологии забивных свай // Эксперт: теория и практика. 2023. № 3 (22). С. 46–57.
9. Афанасьев А.А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. М. : Стройиздат, 1990. 384 с.
10. Красный Ю.М., Красный Д.Ю. Монолитное домостроение. М. : Изд-во АСВ; Екатеринбург : УГТУ, 2000. 550 с.
11. Молодин В.В., Гасенко И.И., Тимин П.Л. Технология 3D-печати одностадийным полистиролбетоном // Наука и инновационные технологии. 2020. № 14 С. 278–287.
12. Хафизов Т.М., Байбурин А.Х., Денисов С.Е., Овчинников А.Д. Способ совмещенного строительства зданий и сооружений посредством опускающегося бетона // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». 2023. Т. 23. № 1. С. 37–47.

REFERENCES

1. Kuzmina E.A., Kuzmin A.M. Functional cost analysis: An excursion into history. *Problems of quality management*. 2002; 7:14-20. (in Russian).
2. Moiseeva N.K., Karpunin M.G. *Fundamentals of theory and practice of functional cost analysis*. Moscow, Higher School, 1988; 192. (in Russian).
3. Misakov V.S. *Functional and cost analysis in construction*. Moscow, Finance and Statistics, 1986; 114. (in Russian).
4. Cooper R., Slagmulder, R. *Target Costing and Value Engineering*. 2017.
5. Federal Acquisition Regulation. Part 48. Value Engineering (USA).
6. Altshuller G.S., Zlotin B.L., Filatov V.I. *Profession is a search for new things: Functional cost analysis and the theory of inventive problem solving as a system for identifying saving reserves*. Chisinau, Cartea Moldoveniasca, 1985; 196. (in Russian).
7. Bayburin A.H., Mangushev R.A., Kocharin N.V. *Functional and cost analysis of construction technologies*. St. Petersburg, Lan, 2024; 216. (in Russian).
8. Baiburin A.Kh., Tolkynbaev T.A., Kocharin N.V. Functional and cost analysis of driven pile technology. *Expert: Theory and Practice*. 2023; 3(22):46-57. (in Russian).
9. Afanasiev A.A. *Intensification of work in the construction of buildings and structures from monolithic reinforced concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1990; 384. (in Russian).
10. Krasny Yu.M., Krasny D.Yu. *Monolithic building*. Moscow, Publishing house ASV; Ekaterinburg, USTU, 2000; 550. (in Russian).
11. Molodin V.V., Gasenko I.I., Timin P.L. 3D Printing Technology with Single-Stage Polystyrene Concrete. *Science and Innovative Technologies*. 2020; 14:278-287. (in Russian).
12. Khafizov T.M., Bayburin A.Kh., Denisov S.E., Ovchinnikov A.D. Method of Combined Construction of Buildings and Structures by Means of Lowering Concrete. *Bulletin of SUSU: Construction and Architecture*. 2023; 23(1):37-47. (in Russian).

РЕЦЕНЗИЯ

на учебное пособие
«Основы проектирования железобетонных высотных зданий»
заслуженного деятеля науки Российской Федерации, лауреата премии Правительства
РФ в области науки и техники, доктора технических наук,
профессора, члена-корреспондента РААСН, заведующего кафедрой железобетонных и
каменных конструкций НИУ МГСУ А.Г. Тамразяна

Рецензируемое учебное пособие предназначено для обучающихся по направлениям подготовки 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

В нем представлено современное состояние и изложены основные требования к проектированию и строительству высотных зданий из железобетона.

Учебное пособие содержит 360 страниц печатного текста, состоит из 14 глав, библиографического списка, включающего в себя 80 наименований российских и зарубежных источников, что показывает несомненную актуальность представленных материалов. Отдельно стоит отметить Приложение, где собрана хорошо проиллюстрированная краткая информация о знаковых высотных зданиях из различных стран мира.

В главах подробно описаны различные конструктивные схемы и системы высотных зданий, нагрузки, в частности ветровые и сейсмические, методы испытания в аэродинамической трубе. Рассмотрены динамические, импульсные нагрузки, особенности длительного нагружения, варианты демпфирования. Отдельно рассмотрены вопросы противопожарной безопасности высотных зданий.

Практическую ценность представляют рекомендации по расчету и проектированию высотных зданий, которые, безусловно, могут быть полезны как для обучающихся, так и для опытных проектировщиков и инженеров.

Учебное пособие написано грамотным, техническим языком. Оно вышло в свет в издательстве МИСИ – МГСУ в 2025 году.



Т.А. Мацеевич, д.ф.-м.н., действительный член РИА,
советник РААСН, профессор кафедры
железобетонных и каменных конструкций
Федерального государственного бюджетного
образовательного учреждения высшего образования
«Национальный исследовательский Московский
государственный строительный университет»,
Россия, Москва.

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ

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

Статьи принимаются по следующим тематикам:

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

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

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

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

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

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

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

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

Рекомендации по полноте и представительности:

1. **Объем.** В список литературы рекомендуется включать ссылки на научные статьи, монографии, сборники статей, сборники конференций, электронные ресурсы с указанием даты обращения, патенты. Рекомендуемый объем списка литературы — 20–40 источников, не считая труднодоступных и нормативных источников, а также ссылок на интернет-ресурсы, не являющиеся научными периодическими изданиями. Под труднодоступными источниками понимаются отчеты, альбомы типовых решений и другие подобные источники, отсутствующие в ка-

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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