



g-b-k.ru

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

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Scientific and Technical

Journal

4/8 /2024

Железобетонные конструкции
2024 Том 8 № 4Научно-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.*, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация**ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:***Акимов П.А.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ректор НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация*Тер-Мартirosян А.З.*, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация*Дадаян Т.Л.*, д-р техн. наук, проф., НУАСА, Ереван, Армения*Дуйнхэржав Я.*, д-р техн. наук, проф., Университет науки и технологий, Улан-Батор, Монголия*Ерофеев В.Т.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация*Кабанцев О.В.*, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация*Каприелов С.С.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Российская Федерация*Карпенко Н.И.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИСФ РААСН, Москва, Российская Федерация*Келасьев Н.Г.*, канд. техн. наук, АО «ЦНИИПромзданий», Москва, Российская Федерация*Колчунов В.И.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация*Крылов С.Б.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Российская Федерация*Люблинский В.А.*, канд. техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация*Маилян Л.Р.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ДГТУ, Ростов-на-Дону, Российская Федерация*Меркулов С.И.*, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., КГУ, Курск, Российская Федерация*Морозов В.И.*, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., СПбГАСУ, Санкт-Петербург, Российская Федерация*Селяев В.П.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Российская Федерация*Смоляго Г.А.*, д-р техн. наук, проф., БГТУ им. В.Г. Шухова, Белгород, Российская Федерация*Травуш В.И.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЗАО «Горпроект», Москва, Российская Федерация*Федоров В.С.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., РУТ (МИИТ), Москва, Российская Федерация**ОТВЕТСТВЕННЫЙ СЕКРЕТАРЬ***Савин С.Ю.*, канд. техн. наук, доц., НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация

Редактор Савин С.Ю., Ермихина О.В.

Дизайн обложки: Тамразян Г.А.

Компьютерная верстка: Домарова Е.В., Алейникова Ю.З.

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.ruПодписано в печать 23.12.2024. Выход в свет 27.12.2024. Формат 70×108/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 6,21. Тираж 120 экз. Заказ № 371. Цена свободная.Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»Отпечатано в типографии Издательства МИСИ-МГСУ
Российская федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26 корп. 8. Тел.: (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.

© Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2024

СОДЕРЖАНИЕ*Тамразян А.Г.* Приветственное слово главного редактора 3**ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА***Тамразян А.Г.* Перераспределения усилий в статически неопределимых корродированных железобетонных балках 5*Алексейцев А.В.* Динамика плиты покрытия заглубленного сооружения при варьировании жесткости ее опор 14*Берлинов М.В.* Длительная эксплуатация гибкого фундамента в условиях нелинейного реологического деформирования при силовых и средовых воздействиях 23*Пекин Д.А.* Деформационный критерий для определения расстояния между нормальными трещинами в железобетонных балках при плоском изгибе 33**ПРОЕКТИРОВАНИЕ***Дехтерев Д.С., Елифантьев Д.В.* Деформирование бетона раннего замораживания при оценке НДС железобетонных конструкций 44*Коротких Д.Н., Капустин Д.Е.* Прогнозирование прочности и контроль качества укладки монолитного бетона в конструкциях с несъемной опалубкой 55

Reinforced Concrete Structures*Zhelezobetonnyye konstruktсии***2024 Vol. 8 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 July 26, 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 konstruktсии*):****“Vulnerability without compromise!”****EDITORIAL BOARD****EDITOR-IN-CHIEF****Ashot G. Tamrazyan**, corresponding member of RAACS, DSc, Prof., MGSU, Moscow, Russian Federation**MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:****Pavel A. Akimov**, full member of RAACS, DSc, Prof., Rector, MGSU, Moscow, Russian Federation**Armen Z. Ter-Martirosyan**, DSc, Prof., MGSU, Moscow, Russian Federation**Tigran L. Dadayan**, DSc, Prof., NUASA, Yerevan, Armenia**Ya. Duinherzhav**, DSc., Prof., University of Science and Technology, Ulaanbaatar, Mongolia**Vladimir T. Erofeev**, full member of RAACS, DSc, Prof., MGSU, Moscow, Russian Federation**Victor S. Fedorov**, full member of RAACS, DSc., Prof., RUT (MIIT), Moscow, Russian Federation, **Oleg V. Kabantsev**, DSc., Prof., MGSU, Moscow, Russian Federation**Semen S. Kapriylov**, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russian Federation**Nikolay I. Karpenko**, full member of RAACS, DSc, Prof., NIISF RAACS, Moscow, Russian Federation**Nikolay G. Kelasiev**, Ph.D., JSC “TsNIIPromzdaniy”, Moscow, Russian Federation**Vitaly I. Kolchunov**, full member of RAACS, DSc, Prof., MGSU, Moscow, Russian Federation**Sergey B. Krylov**, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russian Federation**Valeriy A. Lyublinsky**, Ph.D. tech. Sciences, Prof., MGSU, Moscow, Russian Federation**Levon R. Mailyan**, full member of RAACS, DSc., Prof., DSTU, Rostov-on-Don, Russian Federation**Sergey I. Merkulov**, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., KSU, Kursk, Russian Federation**Valeriy I. Morozov**, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., SPbGASU, St. Petersburg, Russian Federation**Vladimir P. Selyaev**, full member of RAACS, DSc, Prof., Mordovia State University named after N.P. Ogareva, Saransk, Russian Federation**Gennadiy A. Smolyago**, DSc., Prof., BSTU named after V.G. Shukhov, Russian Federation**Vladimir I. Travush**, full member of RAACS, DSc, Prof., CJSC “Gorproekt”, Moscow, Russian Federation**MANAGING EDITOR****Sergey Yu. Savin**, Ph.D., associate prof., MGSU, Moscow, Russian Federation**Copy Editor:** Sergei Yu. Savin, Oksana V. Ermikhina**Cover Design:** George A. Tamrazyan**Layout Designer:** Ekaterina V. Domarova, Yuliya Z. Aleynikova**Editorial Address:**

Moscow State University of Civil Engineering

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

Printing run 120 copies. Open price.

Moscow State University of Civil Engineering

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

Printed at Publishing House MISI – MGSU

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

© Moscow State University of Civil Engineering, 2024

CONTENTS*Tamrazyan A.G.* Welcome speech of the editor-in-chief 3**THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE***Tamrazyan A.G.* Stress Redistribution in Statically Indeterminate Corroded Reinforced Concrete Beams 5*Alekseytsev A.V.* Dynamics of a Slab in the Roof of a Buried Structure When the Stiffness of its Supports is Varied 14*Berlinov M.V.* Long-Term Exploitation of a Flexible Foundation in Conditions of Nonlinear Rheological Deformation under Force and Non-Force Influences 23*Pekin D.A.* Deformation Criterion for Determining the Distance Between Normal Cracks in Reinforced Concrete Beams under Plane Bending 33**STRUCTURAL DESIGN***Dekhterev D.S., Elifantiev D.V.* Deformation of Early Freezing Concrete in the Assessment Stress-Strain State of Reinforced Concrete Structures 44*Korotkih D.N., Kapustin D.E.* Prediction of Strength and Quality Control of Monolithic Concrete Laying in Structures with Permanent Formwork 55



Дорогие читатели, авторы и коллеги!

Заканчивается второй год со дня создания журнала «Железобетонные конструкции». За это время в журнале опубликовано около 50 статей авторов как из России, так и стран ближнего зарубежья.

В нашем журнале размещаются статьи по актуальным направлениям расчета и проектирования железобетонных и каменных конструкций. Как показало время, публикуемые материалы интересны широкому кругу читателей. Уже сейчас мы ощущаем значительный приток статей для публикации, а значит публикационная активность журнала возрастает. Мы стараемся отбирать в каждый выпуск журнала наиболее интересные для нашей читательской аудитории статьи, глубоко освещающие актуальные проблемы безопасности, надежности строительных конструкций, зданий и сооружений. В нашем журнале принято двойное анонимное рецензирование, и это дает возможность более объективно оценивать представленные авторами материалы. Неоценимую помощь в этой работе оказывают члены редколлегии, а также ученые и специалисты, привлекаемые нами в качестве рецензентов. Надо отметить, что наши рецензенты — всегда высокопрофессиональные специалисты в своих областях знаний и откликаются на наши обращения, обстоятельно подходя к рассмотрению статей, предлагая ценные и полезные рекомендации авторам в повышении качества их статей.

Выражаю большую благодарность всем, кто принял участие в развитии журнала, а также всем нашим уважаемым читателям. Ваше участие в публикации статей и их цитировании позволит добиться повышения статуса журнала и его включения в ядро РИНЦ.

В 2025 г. мы подаем заявку на включение журнала в перечень ВАК. Редакция постоянно работает над расширением научных направлений, по которым будет рекомендовано опубликование статей в Перечне ВАК при сохранении существующих рубрик в журнале.

Редакционный совет журнала будет и дальше стремиться к тому, чтобы журнал был интересен и полезен читателям, способствовал разрешению актуальных проблем строительной отрасли.

Приглашаем авторов — преподавателей высших учебных заведений, представителей академической науки и практикующих строителей выступить на страницах журнала, рассказать о результатах своих научных поисков, проблемах, которые удалось или пока еще не удалось решить.

Хочу всех наших читателей, авторов и рецензентов, членов редколлегии поздравить с наступающим Новым годом, пожелать доброго здоровья, благополучия, творческого долголетия. Пусть грядущий год подарит Вам источники вдохновения, которые настроят Вас на новые научные открытия и достижения, которые мы, конечно же, будем рады отразить на страницах журнала «Железобетонные конструкции».

*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: 10.22227/2949-1622.2024.4.5-13

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Перераспределения усилий в статически неопределимых корродированных железобетонных балках

А.Г. Тамразян^{1*}

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

* tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: железобетонные балки, перераспределения усилий, коррозия, пластический шарнир, кривизна

История статьи

Поступила в редакцию: 02.09.2024

Доработана: 22.09.2024

Принята к публикации: 27.09.2024

Для цитирования

Тамразян А.Г. Перераспределения усилий в статически неопределимых корродированных железобетонных балках // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8. № 4. С. 5–13.

Аннотация. В статье рассмотрены вопросы перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимых корродированных железобетонных балках. Отмечено, что способность железобетонной балки поворачиваться имеет решающее значение как для эксплуатационных, так и для предельных состояний, поскольку она влияет на прогиб, перераспределение моментов и поглощение энергии. Разработана математическая модель, прогнозирующая коэффициент перераспределения моментов. Перераспределение моментов позволяет балке приспособляться к изменяющимся условиям, вызванным коррозией, и обеспечивает ее структурную устойчивость. Приведен метод расчета перераспределения моментов в корродированной статически неопределимой железобетонной балке. Этот метод предполагает использование механизма поворота жесткого тела (RB), который позволяет рассчитать момент на основе сил и локального поворота сечения, что подходит для определения фактического момента в корродированном сечении балки.

Stress Redistribution in Statically Indeterminate Corroded Reinforced Concrete Beams

A.G. Tamrazyan^{1*}

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

* tamrazian@mail.ru

Keywords: reinforced concrete beams, stress redistribution, corrosion plastic hinge, curvature

Article history

Received: 02.09.2024

Revised: 22.09.2024

Accepted: 27.09.2024

Abstract. The paper deals with the issues of bending moment redistribution in statically indeterminate corroded reinforced concrete beams. It is noted that the ability of a reinforced concrete beam to rotate is crucial for both operational and limit states, as it affects the deflection, moment redistribution and energy absorption. A mathematical model that predicts the moment redistribution factor is developed. The redistribution of moments allows the beam to adapt to the changing conditions caused by corrosion and ensures its structural stability.

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

© Тамразян А.Г., 2024



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

For citation

Tamrazyan A.G. Stress Redistribution in Statically Indeterminate Corroded Reinforced Concrete Beams. *Reinforced concrete structures*. 2024; 4(8):5-13.

A method for calculating the redistribution of moments in a corroded statically indeterminate reinforced concrete beam is presented. This method involves the use of rigid body (RB) rotation mechanism, which allows the calculation of moment based on forces and local section rotation, which is suitable for determining the actual moment in the corroded beam section.

ВВЕДЕНИЕ

В [1–12] изучены теоретические модели для расчета перераспределения моментов в корродированных балках. Используются данные из экспериментальной программы для разработки математической модели, прогнозирующей коэффициент перераспределения моментов в корродированных статически неопределимых железобетонных балках. Данная модель разработана на основе исходных параметров некорродированной балки:

$$\beta_{расч} = \left(\alpha_1 \frac{R_{sy}}{R_b} + \alpha_2 (\mu_w, \%) + \alpha_3 \frac{L}{h} \right) - \left(\alpha_4 \frac{x}{h_0} + \alpha_5 \frac{\mu_{s1}}{\mu_{s2}} \right) + K, \tag{1}$$

где $\alpha_1 = 9,372 \cdot 10^{-4}$; $\alpha_2 = 0,05$; $\alpha_3 = 0,0035$; $\alpha_4 = 0,74$; $\alpha_5 = 0,13$; $K = 0,4612$.

В предлагаемой модели коэффициенты параметров, влияющих на перераспределение моментов в корродированных статически неопределимых железобетонных балках, корректируются следующим образом.

Коэффициент перераспределения моментов после коррозии $(\beta_{расч})_{cor}$ может быть рассчитан в зависимости от статистического анализа проектных данных [13] по следующей формуле:

$$(\beta_{расч})_{cor} = \left(\alpha_1 \frac{R_{sy}}{R_b} + \alpha_2 (\mu_w, \%) + \alpha_3 \frac{L}{h} \right) - \left(\alpha_4 \frac{x}{h_0} + \alpha_5 \frac{\mu_{s1}}{\mu_{s2}} \right) + 2,5 C, \tag{2}$$

где $\alpha_1 = 7,497 \cdot 10^{-4}$; $\alpha_2 = 0,05$; $\alpha_3 = 0,0035$; $\alpha_4 = 0,6$; $\alpha_5 = 0,08$.

В (2) C представляет собой процент коррозии арматурной стали и определяется потерей площади поперечного сечения арматуры:

$$C = \frac{A_s - A_{s,cor}}{A_s}, \tag{3}$$

где A_s и $A_{s,cor}$ — площади сечения арматуры до и после коррозии, соответственно.

Разница между формулами (1) и (2) заключается в том, что формула (2) учитывает влияние коррозии на поведение конструкции. В нее вводятся дополнительные коэффициенты, связанные с изменением свойств материала под воздействием коррозии. Коэффициенты при параметрах R_{s1y}/R_b , x/h_0 и μ_{s1}/μ_{s2} скорректированы для прямого учета коррозионных эффектов, что потенциально может привести к увеличению перераспределения моментов после возникновения коррозии.

Рассматривая состояние балок после воздействия коррозии, можно определить процент коррозии (C) и начальные значения параметров железобетонного сечения. Сюда входят все размеры балки, физические и механические свойства бетона и арматуры, а также распределение арматуры по всему сечению. С учетом этой информации можно рассчитать перераспределение моментов по формуле (2).

МЕТОД

Для построения более точного расчета перераспределения моментов деградация из-за воздействия коррозии может быть рассчитана следующим образом.

В Lee et al. [14] показано, как происходит снижение характеристик арматуры с уровнем коррозии C :

Ashot G. Tamrazyan, 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 Yaroslavl'skoe 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

$$(R_{sy})_{cor} = (1 - 1,24 C) \cdot R_{sy} \Rightarrow 0,0 < C > 0,5; \quad (4)$$

$$(R_{su})_{cor} = (1 - 1,24 C) \cdot R_{su} \Rightarrow 0,0 < C > 0,5; \quad (5)$$

$$(E_s)_{cor} = (1 - 1,24 C) \cdot E_s \Rightarrow 0,0 < C > 0,5, \quad (6)$$

где $(R_{sy})_{cor}$, $(R_{su})_{cor}$ и $(E_s)_{cor}$ — предел текучести, предел прочности и модуль упругости арматурной стали после коррозии соответственно.

С учетом этих данных можно пересчитать значение $(x/h_o)_{cor}$ в зависимости от зоны возникновения коррозии. Тогда формула (1) в условиях коррозии будет выглядеть следующим образом: В формуле (7) коэффициенты при параметрах остаются такими же, как и в формуле (1):

$$\begin{aligned} (\beta_{расч})_{cor} = & \left(9,372 \cdot 10^{-4} \frac{(R_{sy})_{cor}}{R_b} + 0,05 (\mu_w, \%) + 0,0035 \frac{L}{h} \right) - \\ & - \left((0,74 + 1,9e^c) \left(\frac{x}{h_o} \right)_{cor} + (0,13 - 0,75\sqrt{C}) \frac{(\mu_{s1})_{cor}}{(\mu_{s2})_{cor}} \right) + 0,4612 \end{aligned} \quad (7)$$

Однако для учета коррозии арматуры были внесены следующие изменения:

1. В соответствии с формулой (4) вносятся измененные значения предела текучести арматуры $(R_{sy})_{cor}$.
2. Величина $(x/h_o)_{cor}$ пересчитывается на основе новой площади арматуры после коррозии. При этом также учитывается снижение предела текучести арматуры по формуле (4).
3. Соотношение $(\mu_{s1}/\mu_{s2})_{cor}$ определяется на основе новой площади арматурной стали после коррозии.
4. Для повышения точности вычисления коэффициента перераспределения моментов в формуле (7) коэффициент при параметре (x/h_o) 0,74 заменяется на $(0,74 + 1,9e^c)$.
5. Учитывая влияние коррозии арматуры из формулы (3), предлагается изменить коэффициент при параметре (μ_{s1}/μ_{s2}) с 0,13 на $(0,13 - 0,75\sqrt{C})$.

Эти модификации повышают точность расчетов перераспределения моментов.

В статически неопределимых железобетонных балках коррозия определенных зон может привести к перераспределению моментов. Когда определенные участки железобетонной балки ослабляются из-за коррозии, несущая способность этих участков оказывается недостаточной. С другой стороны, более прочные, не подвергшиеся коррозии участки, могут принять на себя дополнительную нагрузку, чтобы предотвратить общее разрушение балки.

При этом происходит перераспределение моментов, поскольку не подвергшиеся коррозии участки воспринимают повышенные изгибающие моменты, компенсирующие снижение прочности корродированных участков. Этот механизм помогает поддерживать равновесие в конструкции и предотвращает преждевременное разрушение. Перераспределение моментов позволяет балке приспособляться к изменяющимся условиям, вызванным коррозией, и обеспечивает ее структурную устойчивость. Для увеличения изгибающего момента относительная высота сжатой зоны в этом случае уменьшается (ξ'), что можно рассчитать по формуле:

$$\xi' = (1 - 1,24 C)\xi. \quad (8)$$

Существует третий метод расчета перераспределения моментов в корродированной статически неопределимой железобетонной балке. Этот метод предполагает использование механизма поворота жесткого тела (RB). Сначала покажем механизм RB. Предположим, что на железобетонную балку действует равномерная нагрузка (w), как показано на рис. 1, а.

Под действием нагрузки железобетонная балка поворачивается, что позволяет ей приспособиться к текущей ситуации и предотвратить разрушение балки. Способность железобетонной балки поворачиваться имеет решающее значение как для эксплуатационных, так и для предельных состояний, поскольку она влияет на прогиб, перераспределение моментов и поглощение энергии. Поворот в железобетонной балке можно разделить на две составляющие: непрерывный поворот, который происходит в однородных сечениях балки и может быть

определен путем прямого интегрирования кривизны, показанной на рисунке 1, *b*; и внутренний поворот, возникающий в результате скольжения РВ в местах расположения трещин. Поэтому область, где происходит внутренний поворот и скольжение жесткого тела, называется «пластическим шарниром» (рис. 1, *c, d*).

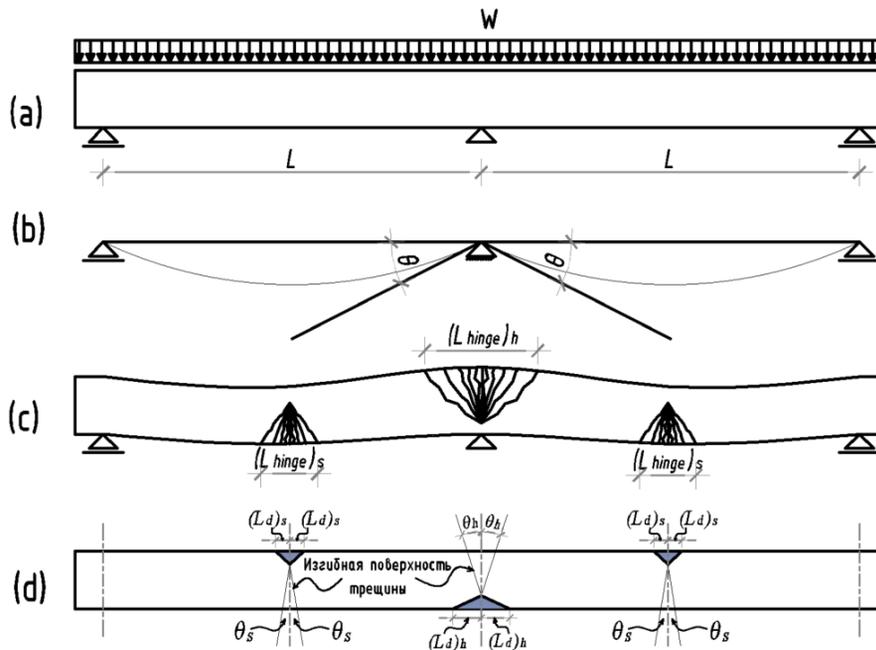


Рис. 1. Поведение железобетонной балки под приложенной нагрузкой

Fig. 1. Behavior of reinforced concrete beam under applied load

Пластический шарнир, изображенный на рис. 1, показан на испытанной железобетонной балке (рис. 2).

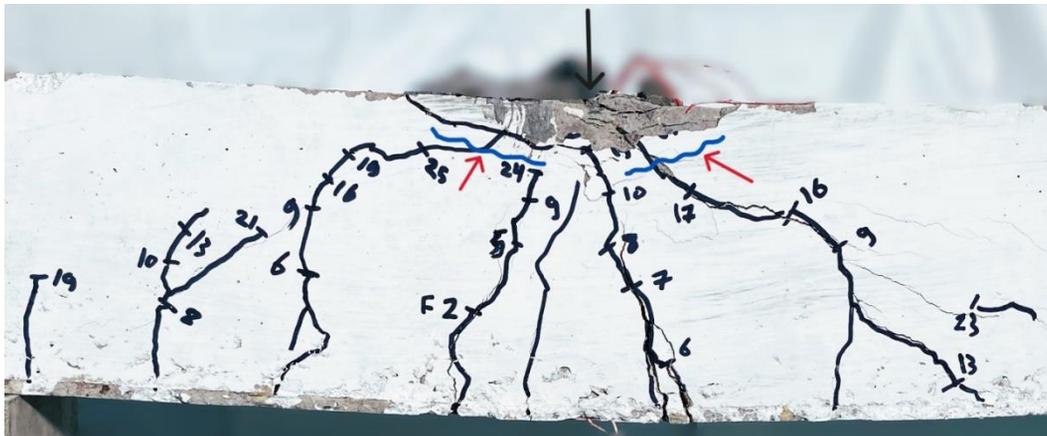


Рис. 2. Пластический шарнир в пролете испытанной железобетонной балки

Fig. 2. Plastic hinge in the span of the tested reinforced concrete beam

Для того чтобы представить пластический шарнир в области пролета балки, показанной на рис. 2, пластический шарнир на рис. 3 можно разделить на следующие компоненты:

1. Зона растяжения — от точки А до вершины трещины в точке В.
2. Зона подъема бетона — от пика трещины в точке В до точки С, где бетон находится под сжатием и следует восходящей части своей зависимости «напряжение – деформация» (как показано на рисунке).

3. Зона повреждения жесткого тела бетона (RBD) — от точки С до точки D, где бетон получил повреждения из-за образования RB.

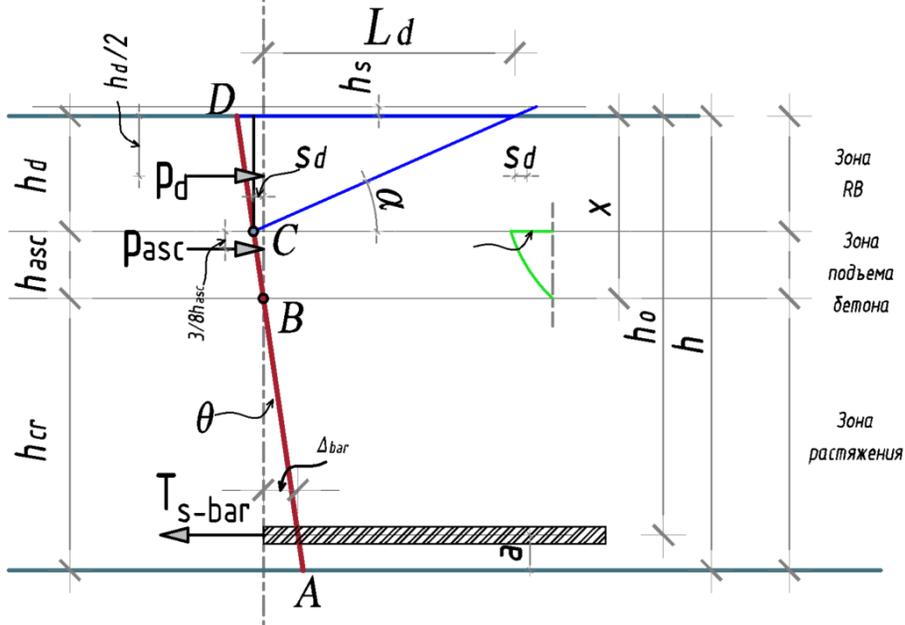


Рис. 3. Поворот жесткого тела (RB) пластического шарнира

Fig. 3. Rigid body (RB) rotation of the plastic hinge

Механизм поворота RB также упоминается в [15–19]. Подробный анализ приведен ниже. Анализ поворота жесткого тела, показанный на рис. 4, включает в себя вычисление зависимости момента от поворота для возрастающих значений h_d .

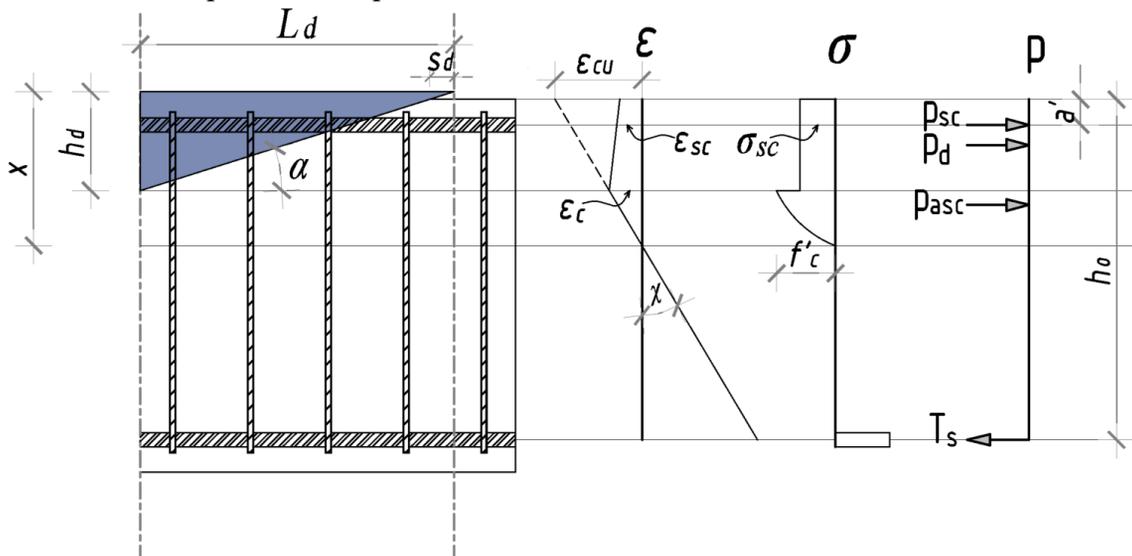


Рис. 4. Схема приложения усилий в поперечном сечении железобетонной балки

Fig. 4. Scheme of stress application in the cross-section of reinforced concrete beam

Для заданного значения h_d определяется S_d , которая служит точкой опоры для поворота линии A–D до тех пор, пока не будет достигнуто продольное равновесие сил P . Исходя из этого равновесия, можно определить момент:

$$S_d = L_d \epsilon_c; \quad (9)$$

$$S_d = \frac{d_d \epsilon_c}{\tan \alpha}; \quad (10)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c}{E_c}; \quad (11)$$

$$\alpha = \tan^{-1}(-m + (m^2 + 1)^{0,5}). \quad (12)$$

Переменная m представляет собой фрикционную составляющую плоскости разрушения Мора – Кулона. Для бетона она обычно принимает значение 0,8, в результате чего α в уравнении (12) составляет около 26° . По мере увеличения параметра скольжения S_d в конечном итоге достигается способность скольжения S_{slide} . Когда S_d достигает S_{slide} , RB разрушается в результате скольжения.

Усилие в RB определяется:

$$P_d = bh_d \left(\frac{Coh + \sigma_{хомуты} \cos \alpha (\sin \alpha + m \cos \alpha)}{\sin \alpha (\cos \alpha - m \sin \alpha)} \right); \quad (13)$$

$$Coh = 0,17 f'_c; \quad (14)$$

$$\sigma_{хомуты} = \frac{2 R_{yx} A_{sx}}{bs}, \quad (15)$$

где b — ширина балки;

C — параметр сцепления плоскости разрушения Мора – Кулона, который может быть рассчитан по уравнению (14);

$\sigma_{хомуты}$ — боковое ограничение, действующее на RB, которое может быть вызвано хомутами, как показано в формуле (15) (рис. 5);

R_{yx} соответствует пределу текучести хомутов;

A_{sx} представляет собой площадь поперечного сечения хомутов;

s — расстояние между хомутами.

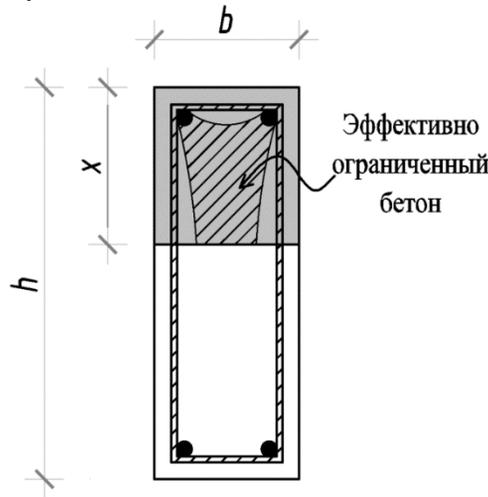


Рис. 5. Эффективно ограниченный сжатый бетон в сечении железобетонной балки

Fig. 5. Effectively confined compressed concrete in the cross section of a reinforced concrete beam

Предполагается, что сила, действующая на RB, представляет собой равномерный сдвиг вдоль границы раздела RB и прикладывается в точке $hd/2$. Усилие в сжатой зоне бетона приложено на расстоянии $(3/8)h_{asc}$ от верхнего края RB:

$$P_{asc} = \frac{2}{3} f'_c bh_{asc}. \quad (16)$$

Усилие в арматуре в сжатой зоне, находящейся на расстоянии a' от края волокна:

$$P_{sc} = \frac{2}{3} A_{sc} \varepsilon_c E_s. \quad (17)$$

Скольжение по грани трещины, необходимое для выхода отдельного арматурного стержня из текучести (Δ_y), определяется по формуле:

$$\Delta_y = \delta_{\max} (1 - \cos(\lambda_{el} a_{el})); \quad (18)$$

$$\lambda_{el} = \left(\frac{4 \tau_{\max}}{\delta_{\max} d_s E_s} \right)^{0,5}; \quad (19)$$

$$\tau_{\max} = 1,25\sqrt{f'_c}; \quad (20)$$

$$a_{el} = \frac{\sin^{-1}\left(\frac{\lambda_{el} d_s R_{sy}}{4 \tau_{\max}}\right)}{\lambda_{el}}, \quad (21)$$

где $\delta_{\max} = 15$ мм — предел скольжения арматуры;

τ_{\max} — прочность сцепления;

d_s — диаметр отдельного стержня;

E_s — модуль упругости арматуры, как показано на рис. 6.

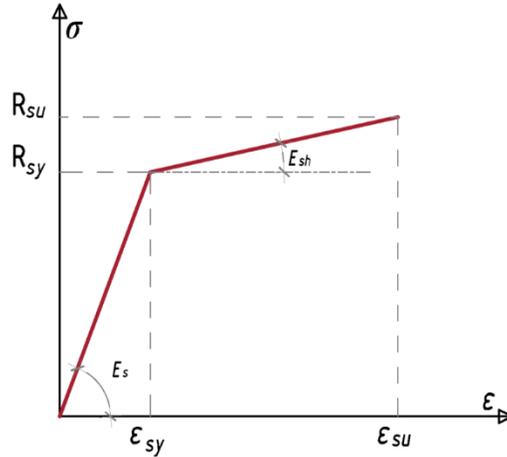


Рис. 6. Диаграмма арматуры с деформационным упрочнением

Fig. 6. Diagram of reinforcement with strain hardening

Таким образом, усилие в арматуре можно выразить следующим образом:

$$T_{sy-bar} = \frac{\tau_{\max} \pi d_s}{\lambda_{el}} \sin\left(\cos^{-1}\left(1 - \frac{\Delta_y}{\delta_{\max}}\right)\right). \quad (22)$$

Скольжение, вызывающее разрушение отдельной арматуры (Δ_{ult}), определяется следующим образом:

$$\Delta_{ult} = \delta_{\max}(1 - \cos(\lambda_{sh} a_{ult})); \quad (23)$$

$$\lambda_{sh} = \left(\frac{4 \tau_{\max}}{\delta_{\max} d_s E_{sh}}\right)^{0,5}; \quad (24)$$

$$a_{ult} = \frac{\sin^{-1}\left(\frac{\lambda_{sh} d_s (R_{su} - R_{sy})}{4 \tau_{\max}}\right)}{\lambda_{sh}}, \quad (25)$$

где E_{sh} — модуль деформационного упрочнения арматуры (рис. 6);

R_{su} — предельное напряжение арматуры.

Следовательно, полное скольжение при разрыве арматуры:

$$\Delta_{y-ult} = \Delta_y + \Delta_{ult} = \delta_{\max}(1 - \cos(\lambda_{el} a_{el})) + \delta_{\max}(1 - \cos(\lambda_{sh} a_{ult})). \quad (26)$$

Реакция нагрузки и скольжения после текучести — это нагрузка, при которой происходит текучесть, плюс увеличение нагрузки, вызванное деформационным упрочнением:

$$T_{sh-bar} = \frac{\tau_{\max} \pi d_s}{\lambda_{sh}} \sin\left(\cos^{-1}\left(1 - \frac{\Delta_{ult} - \Delta_y}{\delta_{\max}}\right)\right) + \frac{\pi d_s^2 R_{sy}}{4}. \quad (27)$$

С точки зрения подхода RB поворот при разрушении ($\theta_{ult-limt}$) — это скольжение при разрушении (Δ_{y-ult}), деленное на высоту трещины h_{cr} :

$$\theta_{ult-limt} = \frac{\Delta_{y-ult}}{h_{cr}}. \quad (28)$$

В предположении линейного распределения деформаций кривизна при разрушении арматуры (χ_{ult}) составляет:

$$\chi_{ult} = \frac{\varepsilon_{su}}{h_{cr}}, \quad (29)$$

где ε_{su} — деформация при разрушении арматуры (рис. 6).

Согласно подходу, поворот для данной эмпирической длины шарнира — это длина пластического шарнира, умноженная на кривизну:

$$\theta_{emp} = L_{hinge} \frac{\varepsilon_{su}}{h_{cr}}. \quad (30)$$

«Эквивалентная» длина пластического шарнира (L_{hinge}) составляет:

$$L_{hinge} = \frac{\Delta y - ult}{\varepsilon_{su}}. \quad (31)$$

Наконец, в случае балок с хомутами скольжение S_{slide} составляет:

$$S_{slide} = 2,51 \frac{\sigma_{хомуты}}{f'_c} + 0,61. \quad (32)$$

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Метод RB позволяет рассчитать момент на основе сил и локального поворота сечения, что подходит для определения фактического момента в корродированном сечении балки. Для этого необходимо использовать снижение характеристик арматуры из-за коррозии. Кроме того, увеличение прочности сцепления уменьшает перераспределение моментов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арленинов П.Д., Крылов С.Б. Современное состояние нелинейных расчетов железобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 3. С. 50–53.
2. Берлинов М.В. и др. Учет коррозионных повреждений эксплуатируемых железобетонных конструкций в условиях трехосного напряженно-деформированного состояния // Строительство и архитектура. 2020. № 3. Т. 8. С. 40–46.
3. Колчунов В.И. Модель пластичности железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2023. № 2. С. 39–58.
4. Король Е.А. и др. К расчету трещиностойкости коррозионно-повреждаемого железобетонного элемента в зоне наклонного сечения // Вестник МГСУ. 2009. № 2. С. 164–168.
5. Ксенофонтова Т.К. Методика расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий при трещинообразовании // Природообустройство. 2008. № 4. С. 88–95.
6. Тамразян А.Г. и др. Несущая способность коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при поперечном нагружении // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 9. С. 5–11.
7. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1. С. 89–98.
8. Тамразян А.Г., Попов Д.С. Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 19–26.
9. Тамразян А.Г. Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирование срока службы железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 5–18.
10. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26–27.
11. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ // Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71–77.
12. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Метод поиска резерва несущей способности железобетонных плит перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 23–25.
13. Тамразян А.Г., Сайед Й.А.К. Сравнение перераспределения моментов в корродированных и некорродированных статически неопределимых железобетонных балках // Вестник МГСУ. 2024. № 1.
14. Lee H. et al. The evaluation of flexural strength of RC beams damaged by rebar corrosion. 1999. Pp. 320–330.
15. Ali M.M., Oehlers D., Griffith M. The residual strength of confined concrete // Advances in Structural Engineering. 2010. No. 4 (13). Pp. 603–618.

16. Haskett M. et al. Rigid body moment–rotation mechanism for reinforced concrete beam hinges // *Engineering structures*. 2009. No. 5 (31). Pp. 1032–1041.
17. Oehlers D. et al. Moment redistribution in continuous plated RC flexural members. Part 2: Flexural rigidity approach // *Engineering structures*. 2004. No. 14 (26). Pp. 2209–2218.
18. Oehlers D.J., Ali M.M., Griffith M.C. Concrete component of the rotational ductility of reinforced concrete flexural members // *Advances in Structural Engineering*. 2008. No. 3 (11). Pp. 281–291.
19. Visintin P., Oehlers D.J. Mechanics-based closed-form solutions for moment redistribution in RC beams // *Structural Concrete*. 2016. No. 3 (17). Pp. 377–389.

REFERENCES

1. Arleninov P.D., Krylov S.B. Modern state of nonlinear calculations of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering. Safety of constructions*. 2017; 3:50-53. (in Russian).
2. Berlinov M.V. et al. Accounting of corrosion damage of the exploited reinforced concrete structures in conditions of triaxial stress-strain state. *Construction and Architecture*. 2020; 3(8):40-46. (in Russian).
3. Kolchunov V.I. Model of plasticity of reinforced concrete structures. *Construction and Reconstruction*. 2023; 2:39-58. (in Russian).
4. Korol E.A. et al. To calculation of crack resistance of corrosion-damaged reinforced concrete element in the zone of inclined section. *Vestnik MGSU*. 2009; 2:164-168. (in Russian).
5. Ksenofontova T.K. Calculation methodology of the statically indeterminate reinforced concrete structures taking into account the redistribution of forces at cracking. *Nature Management*. 2008; 4:88-95. (in Russian).
6. Tamrazyan A.G. et al. Bearing capacity of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements under transverse loading. *Industrial and Civil Engineering*. 2023; 9:5-11. (in Russian).
7. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability analysis of reinforced concrete slab with corroded reinforcement. *Construction and Reconstruction*. 2022; 1:89-98. (in Russian).
8. Tamrazyan A.G., Popov D.S. Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading. *Industrial and Civil Engineering*. 2019; 2:19-26. (in Russian).
9. Tamrazyan A.G. Methodology of Analysis and Assessment of State Reliability and Service Life Forecasting of Reinforced Concrete Structures. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 1(1):5-18. (in Russian).
10. Tamrazyan A.G. To calculation of reinforced concrete elements taking into account creep and aging on the basis of rheological model of concrete. *Industrial and civil construction*. 2012; 7:26-27. (in Russian).
11. Tamrazyan A.G., Falikman V.R. Basic requirements for the design of reinforced concrete structures according to the FIB model code. *Construction and Reconstruction*. 2016; 3(65):71-77. (in Russian).
12. Tamrazyan A.G., Filimonova E.A. Method of search for the reserve of the bearing capacity of reinforced concrete floor slabs. *Industrial and civil construction*. 2011; 3:23-25. (in Russian).
13. Tamrazyan A.G., Sayed Y.A.K. Comparison of moment redistribution in corroded and non-corroded statically indeterminate reinforced concrete beams. *Vestnik MGSU*. 2024; 1. (in Russian).
14. Lee H. et al. *The evaluation of flexural strength of RC beams damaged by rebar corrosion*. 1999; 320-330.
15. Ali M.M., Oehlers D., Griffith M. The residual strength of confined concrete. *Advances in Structural Engineering*. 2010; 4(13):603-618.
16. Haskett M. et al. Rigid body moment-rotation mechanism for reinforced concrete beam hinges. *Engineering structures*. 2009; 5(31):1032-1041.
17. Oehlers D. et al. Moment redistribution in continuous plated RC flexural members. Part 2: Flexural rigidity approach. *Engineering structures*. 2004; 14(26):2209-2218.
18. Oehlers D.J., Ali M.M., Griffith M.C. Concrete component of the rotational ductility of reinforced concrete flexural members. *Advances in Structural Engineering*. 2008; 3(11):281-291.
19. Visintin P., Oehlers D.J. Mechanics-based closed-form solutions for moment redistribution in RC beams. *Structural Concrete*. 2016; 3(17):377-389.



УДК 624.3

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.4.14-23

Динамика плиты покрытия заглубленного сооружения при варьировании жесткости ее опор

А.В. Алексейцев^{1*}

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

* aalexw@mail.ru

Ключевые слова: демпфирование, железобетонная плита, численное моделирование, ударные воздействия, деформации, податливые опоры

История статьи

Поступила в редакцию: 01.09.2024

Доработана: 20.09.2024

Принята к публикации: 28.09.2024

Для цитирования

Алексейцев А.В. Динамика плиты покрытия заглубленного сооружения при варьировании жесткости ее опор // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8. № 4. С. 14–23.

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

Dynamics of a Slab in the Roof of a Buried Structure When the Stiffness of its Supports is Varied

A.V. Alekseytsev^{1*}

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

* aalexw@mail.ru

Анатолий Викторович Алексейцев, доктор технических наук, доцент, доцент кафедры Железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; SPIN-код: 3035-5571, Scopus: 57191530761, Researcher ID: I-3663-2017, ORCID: 0000-0002-4765-5819, E-mail: aalexw@mail.ru

© Алексейцев А.В., 2024



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

Keywords: damping, reinforced concrete slab, numerical modelling, impacts, deformations, plastic supports

Article history

Received: 01.09.2024

Revised: 20.09.2024

Accepted: 28.09.2024

For citation

Alekseytsev A.V. Dynamics of a Slab in the Roof of a Buried Structure When the Stiffness of its Supports is Varied. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 4(8): 14-23.

Abstract. An approach to the assessment of the dynamic behaviour of the floor slab of a buried structure is proposed. The estimation of the limiting dynamic load at changing the stiffness of the slab support nodes is performed. The design of supports in the form of crumpled inserts made of electric-welded steel pipe is considered. When building the fibre concrete model, volumetric finite elements were used, coupling with reinforcement was taken into account by using interpolation elements, steel reinforcement was represented as an ideal elastoplastic body. The impulsive impact was represented as a multiplication of a constant and a series of time-varying unit functions. The effect of the presence of damping supports in the perception of dynamic impact with the direction of propagation across the span of the slab was analysed. The results of the research can be used in the design of coverings of buried buildings and structures.

ВВЕДЕНИЕ

Современные условия и вызовы требуют анализа железобетонных конструкций в условиях динамических нагрузок. Это могут быть как механические или комбинированные локальные повреждения [1–4], так и воздействия импульсного характера [5–7]. При этом конструкции, которым придаются более выраженные демпфирующие свойства, обладают способностью выдерживать более интенсивные динамические воздействия. Одним из способов придания таких демпфирующих свойств является использование податливых конструкций в узлах опирания. Исследованиям таких конструкций посвящен ряд работ, например [8–10]. Существенным для оценки динамического эффекта является выбор методики анализа и модели демпфирования. В большинстве работ фактически не учитывается распространение динамической нагрузки по площади и во времени, вместе с тем для ряда динамических воздействий, например взрывных, такой учет требуется для более точной оценки эффекта от воздействия на конструкцию. В этой связи представляется актуальным исследование различных конструкций с варьированием податливости опорных узлов. В данной работе исследуется фиброжелезобетонная плита заглубленного сооружения, симметрично армированная продольной рабочей арматурой, конструктивное решение которой взято в соответствии с типовой серией. Рассмотрены демпфирующие опоры в виде вставок из прямошовной электросварной стальной трубы. Выполнено сравнение динамических эффектов при наличии сплошной трубы в опорном узле, а также при наличии абсолютно жесткой опоры, т.е. при отсутствии трубы, при этом в качестве базовых предпосылок методики анализа приняты положения работ [11, 12].

МЕТОДЫ И МАТЕРИАЛЫ

Плита, форма которой принята в соответствии с типовой серией У 01-01-/80 «Унифицированные сборно-монолитные конструкции заглубленных помещений с перекрытиями балочного типа», имеет пролет 6 м, геометрия сечения и схема армирования приведены на рис. 1.

Считаем, что заглубленная в грунт плита воспринимает нагрузку от действия в течение фазы разряжения τ детонационного взрыва на поверхности. При этом начальный импульс P затухает на величину $\mu < 1$ в зависимости от высоты заглубления плиты. В результате импульс i воспринимается конструкцией. Заменяем в рамках рассматриваемой расчетной модели этот импульс распределенной по площади нагрузкой $F(t)$, действующей в течение времени t ($t \neq \tau$):

$$i = \mu P \tau / 2 = F(t)t. \quad (1)$$

Anatoly V. Alekseytsev, Doctor 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; SPIN-code: 3035-5571, Scopus: 57191530761, ResearcherID: I-3663-2017, ORCID: 0000-0002-4765-5819, E-mail: aalexw@mail.ru

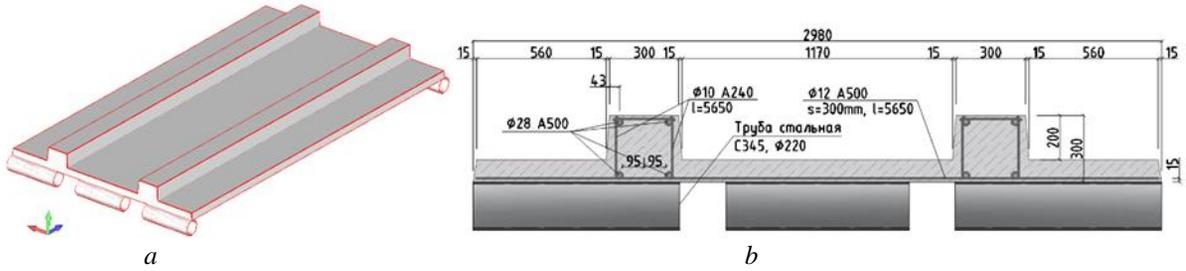


Рис. 1. Твердотельная модель плиты (а), поперечное сечение и схема армирования (b)

Fig. 1. Solid model of the slab (a), cross section and reinforcement scheme (b)

Начальный импульс P зависит от типа взрывчатого вещества и его объема. Он может быть определен исходя из экспериментальных исследований, например с использованием модели «JWL»:

$$P = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega E}{V}, \quad (2)$$

где V — относительный объем взрывчатого вещества, а остальные величины являются константами, связанными с давлением от энергии взрыва. Например, для тринитротолуола эти константы определены в работе [13].

Время t приложения на конструкцию механической силы может определяться приближенно как 0,1–0,2 от периода первой собственной частоты колебаний. А величину $F(t)$ с учетом возможности моделирования распространения нагрузки по площади и изменения во времени интенсивности этой нагрузки можно выразить в следующем виде:

$$F(t) = q_{st} Q_{st}(t) + \sum_{i=1}^s q_i Q_i(t), \quad (3)$$

где q_{st}, q_i — скалярные значения нагрузок, действующих в период эксплуатации и аварийного динамического догружения соответственно; s — число площадей на поверхности конструкции, по которым распространяются нагрузки q_i ; $Q_{st}(t), Q_i(t)$ — безразмерные (нормированные по значениям q_{st}, q_i) функции изменения нагрузок во времени.

Численная задача решается путем прямого интегрирования уравнений движения, конечно, элементной модели с использованием неявной схемы, дающей более устойчивые решения для динамики низких скоростей:

$$[M] \ddot{y}(t) + [C] \dot{y}(t) + [K_{\tau}(t)] y(t) = F(t) + G\chi(t); \quad (4)$$

$$[K_{\tau}(t)] = [K_{bo}(t)] + [K_{so}(t)] + [K_{po}(t)] + [K_{b\sigma}(t)] + [K_{s\sigma}(t)] + [K_{p\sigma}(t)].$$

где $[K_{\tau}(t)]$ — касательная матрица жесткости системы, получающаяся из матриц малых деформаций фибробетона $[K_{bo}(t)]$, арматуры $[K_{so}(t)]$, демпфирующих элементов $[K_{po}(t)]$, а также трех соответствующих геометрических матриц. Правая часть уравнения движения учитывает инерционные свойства объекта, при $t > 0$ с помощью функции Хевисайда $\chi(t)$ в уравнение помимо вектора внешних узловых сил $F(t)$ включается вектор узловых масс. Остальные величины в уравнении — это матрицы масс $[M]$ и демпфирования $[C]$, а также векторы узловых ускорений, скоростей и перемещений соответственно $\ddot{y}(t), \dot{y}(t), y(t)$.

Моделирование материалов с учетом физической нелинейности выполнялось так. Использовался фибробетон с неметаллической фиброй, поведение которого можно с приемлемой степенью точности описать поверхностью текучести Друкера – Прагера:

$$\sqrt{\frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} = A + B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (5)$$

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{R_b R_{bt}}{R_b + R_{bt}} \right), \quad B = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{R_{bt} - R_b}{R_b + R_{bt}} \right), \quad (6)$$

где $\sigma_1 - \sigma_3$ — главные напряжения; R_b, R_{bt} — расчетные сопротивления фибробетона сжатию. Арматура работает по билинейной схеме упругопластического тела без упрочнения.

Параметры модели фибробетона представлены в таблице.

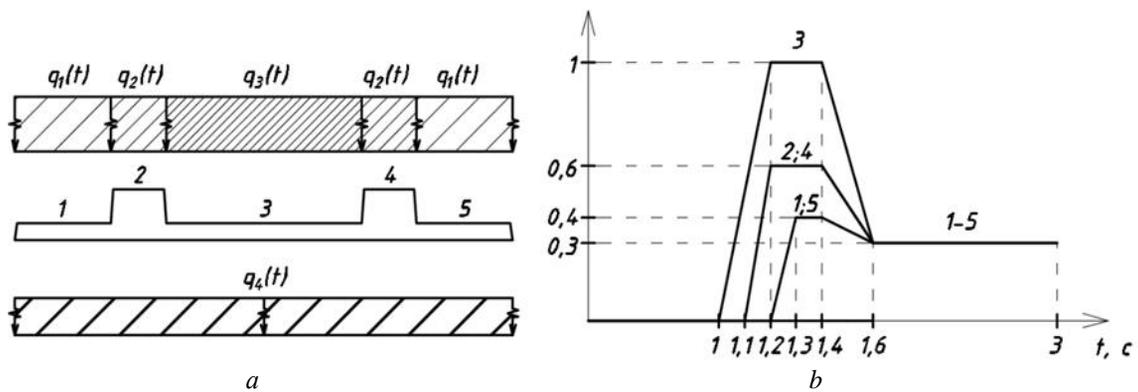
Параметры модели фибробетона
Parameters of the fiberboard model

Сопротивление сжатию R_b , МПа Compressive strength R_b , MPa	Сопротивление растяжению R_b , МПа Tensile strength R_b , MPa	Угол внутреннего трения φ , град. Internal friction angle φ , deg.	Напряжения когезии C , МПа Cohesion stress C , MPa	Угол дилатации, град. Dilatancy angle, deg.	Порог дилатации σ/R_b Dilatancy level σ/R_b
11,5	4,0	35	3,0	25	0,8

РЕЗУЛЬТАТЫ

Интерпретация кососимметричной нагрузки в соответствии с уравнением (3), а также схема распространения этой нагрузки по площадям и вид функций $Q_i(t)$ при $i=1...5$ представлены на рис. 2. Напряженное состояние фибробетона показано на рис. 3.

Из рисунка видно, что в момент времени $t = 1$ с (состояние до динамического воздействия при равномерной нагрузке 15 кПа) напряжения в сжатой зоне бетона близки к расчетному сопротивлению, т.е. плита с учетом условий эксплуатации запроектирована рационально. В начале действия импульса $t = 1,2$ с правая балка догружена сильнее, в плитной части появляется растяжение. При распространении импульса $t = 1,3$ с, $t = 1,4$ с плитная часть получает сквозные трещины и выполняет только поддерживающую функцию, усилия перераспределяются между несущими балками. Время $t = 1,6$ с динамическая нагрузка является пиковой. При этом деформации сжатой зоны бетона превышают предельные и в момент $t = 2,0$ с, когда действует эксплуатационная статическая нагрузка с дополнительным весом от грунта нарушенной структуры, происходит разупрочнение фибробетона в верхней зоне, сжатая зона бетона смещается от верхних крайних волокон вниз, а несущая способность обеспечивается симметричной продольной арматурой. Характерное состояние арматуры при этом показано на рис. 4.



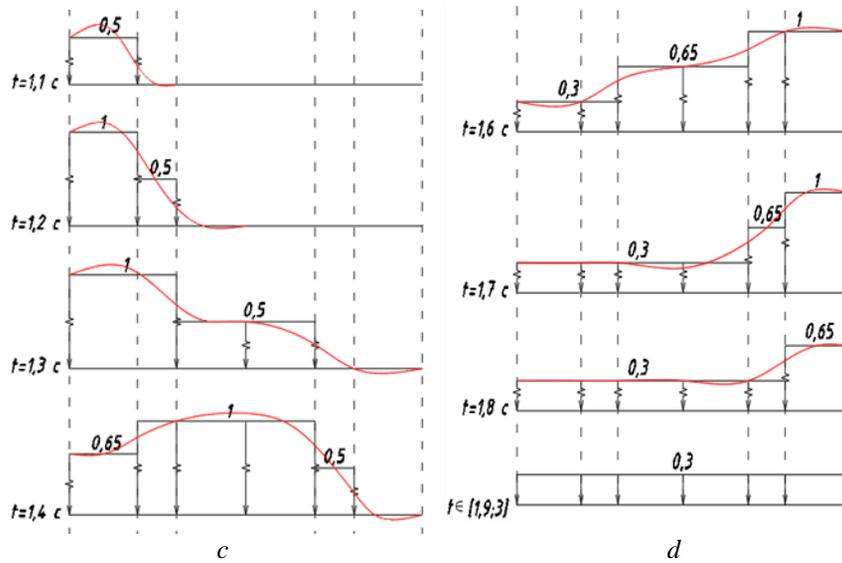
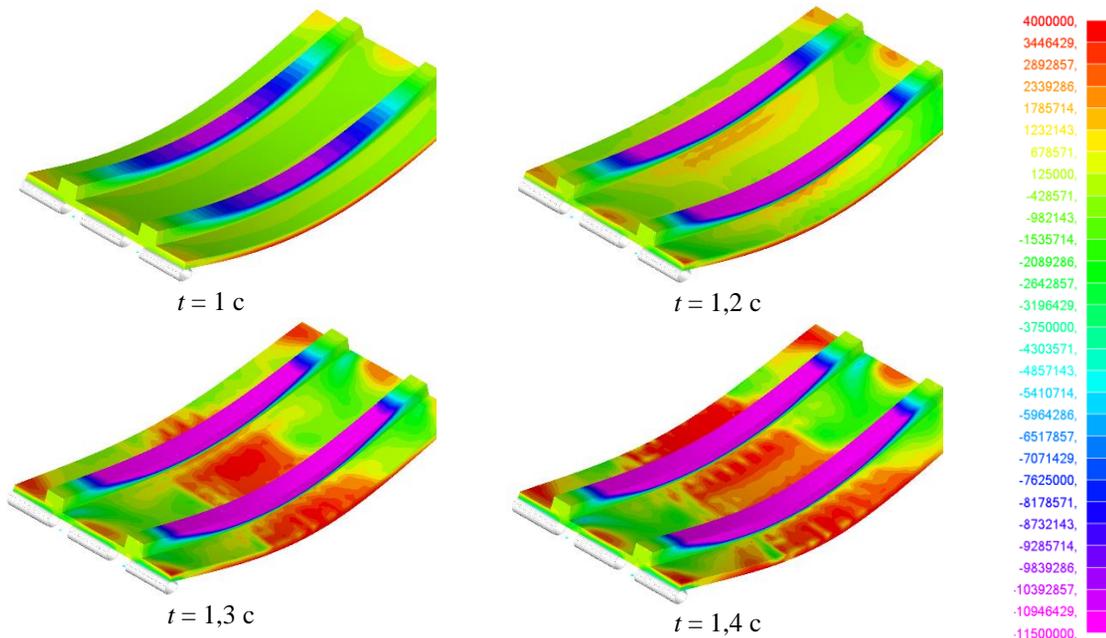


Рис. 2. Площади покрытия импульсом и последовательность 1–5 его распространения (а); вид безразмерных функций изменения интенсивности импульса во времени (б); распределение интенсивности в моменты времени (с, d)

Fig. 2. Areas covered by the pulse and the sequence 1–5 of its propagation (a); view of dimensionless functions of the pulse intensity change in time (b); intensity distribution at the moments of time (c, d)

В результате кососимметричного нагружения стержни напряжены также несимметрично, в одном верхнем и в одном нижнем стержне наблюдаются близкие к пределу текучести напряжения, что подтверждает необходимость симметричного продольного армирования. В данной задаче моделировалось контактное взаимодействие плиты с трубой, что позволяет учитывать действительную работу опоры, так как при ее деформировании увеличивается площадь контакта трубы и плиты. При этом можно показать ее напряженное состояние для оценки уровня пластической работы при динамическом нагружении (рис. 5).



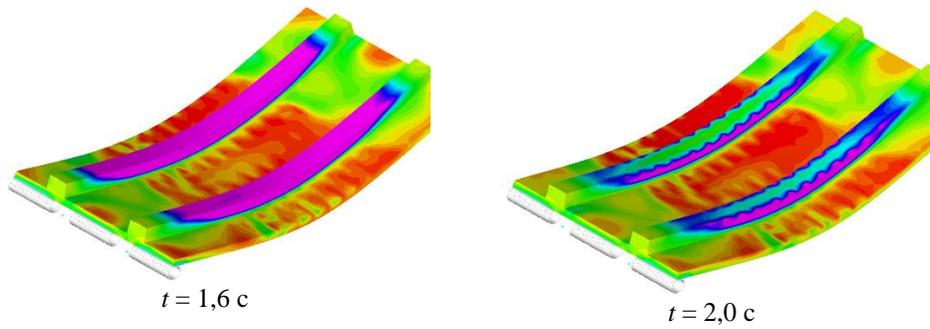


Рис. 3. Напряженное состояние во времени фибробетона при кососимметричном импульсном воздействии (предельная нагруженность)

Fig. 3. Stress state in time of fibre concrete under oblique-symmetrical pulse action (limit loading)

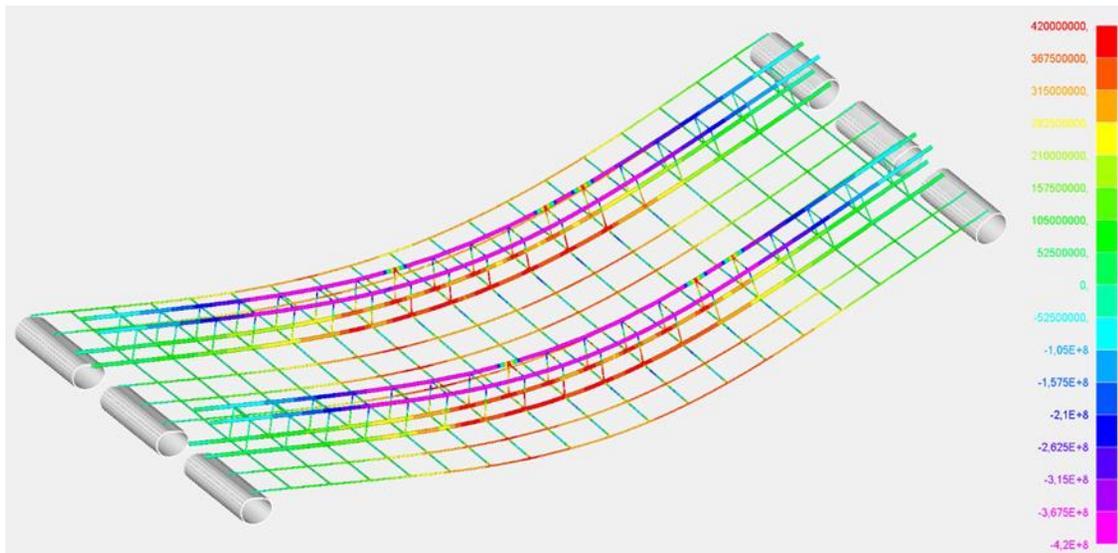


Рис. 4. Напряженное состояние арматуры при пиковой динамической нагрузке

Fig. 4. Stress state of reinforcement under peak dynamic loading

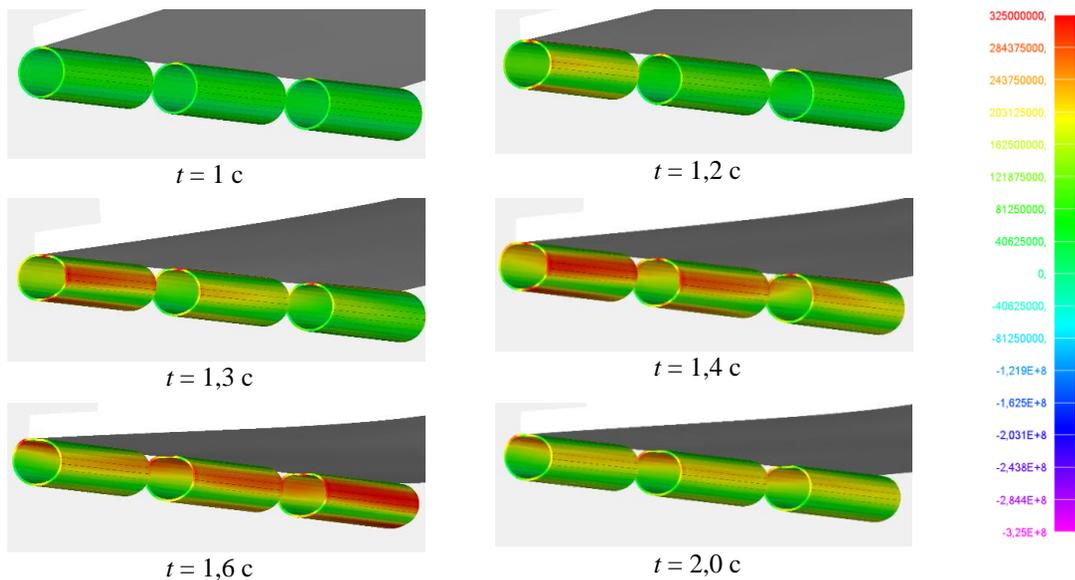


Рис. 5. Напряженное состояние во времени сминаемых вставок из трубы (предельная нагруженность)

Fig. 5. Stress state in time of plastically deformed pipe inserts (ultimate load)

Как видно из рис. 5, при динамическом воздействии податливая опора (труба) получает необратимые пластические деформации, при этом каждая из вставок входит в состояние пластического деформирования.

При расчетах варьировались разные толщины труб. В предыдущих исследованиях [10, 12] рассматривалась симметричная нагрузка и была выявлена оптимальная толщина трубы, при которой динамическая нагрузка была максимальной. Результаты расчета при кососимметричной нагрузке показали, что наибольшая нагрузка может быть воспринята при толщине трубы из стали С325, равной 10 мм. Результаты расчетов показаны на рис. 6.

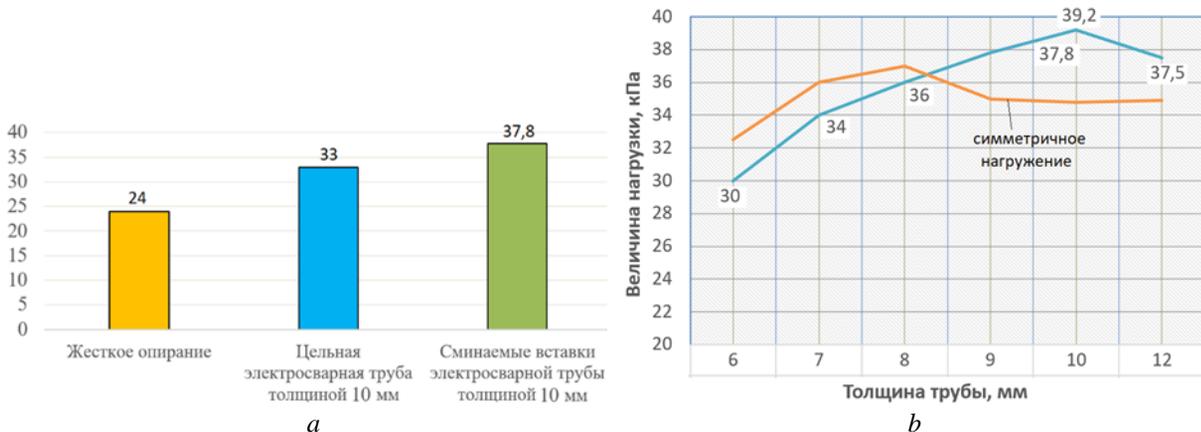


Рис. 6. Результаты оценки предельной динамической нагрузки для кососимметричного импульса и разных податливостей опор (a); характер изменения динамической нагрузки при варьировании толщины трубы в виде вставок (b)

Fig. 6. Results of calculation of the ultimate dynamic load for oblique symmetrical impulse and different support pliability (a); character of dynamic load variation when varying the pipe thickness in the form of inserts (b)

ДИСКУССИЯ

Результаты расчетов и анализ литературы показывают, что на значение предельной динамической нагрузки существенным образом влияют:

- конфигурации сминаемых вставок;
- компоновка узла, в котором установлена демпфирующая опора (ограничение деформаций демпфера);
- учет отверждения опор после фазы пластического деформирования;
- учет возможных предшествующих воздействий на конструкцию, требующий рассмотрения комбинаций особых воздействий [14];
- назначение параметров демпферов с учетом оценки последствий рисков аварийной ситуации [15], которые могут наступить в случае потери несущей конструкцией свойств живучести [16].

То есть вопрос поиска оптимального конструктивного решения так и остался открытым. Представляется, что такую задачу ввиду высокой расчетной трудоемкости можно решить с помощью методов поисковой оптимизации или предсказаний на основе элементов искусственного интеллекта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработан способ моделирования плит заглубленных сооружений на основе объемных моделей метода конечных элементов. При этом используется подход, позволяющий моделировать распространение импульсной нагрузки по произвольной площади (изменение пятна удара), а также независимое изменение во времени интенсивности импульсной нагрузки на основе суммирования безразмерных временных функций.

2. Подтверждена и обоснована необходимость симметричного армирования конструкций при динамических воздействиях как симметричного, так и несимметричного характера.

3. На примере фиброжелезобетонной плиты заглубленного сооружения показано, что использование пластических свойств опор для поглощения энергии удара позволяет увеличивать несущую способность основной конструкции на 30–35 %. Дальнейшее увеличение несущей способности представляется достижимым с помощью алгоритмов эвристического поиска рациональных податливостей для опор.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3. С. 29–35.
2. Колчунов В.И., Туен Ву.Н., Нижегородов Д.И. Динамический отклик конструктивной системы здания с конечным числом степеней свободы при особом воздействии // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 10. С. 1337–1345.
3. Сертик И.Н., Курченко Н.С., Алексейцев А.В., Лагутина А.А. Анализ в геометрически, физически и конструктивно нелинейной постановке динамического поведения плоских рам при запроектных воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 10. С. 49–51.
4. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости железобетонной колонны при горизонтальных ударных воздействиях // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 2. № 2. С. 3–12.
5. Чернуха Н.А. Особенности расчета сооружений на взрывные воздействия в среде SCAD // Инженерно-строительный журнал. № 1. 2014. С. 12–22.
6. Белов Н.Н., Кабанцев О.В., Коняев А.А., Копаница Д.Г. и др. Расчет прочности железобетона на ударные нагрузки // Прикладная механика и техническая физика. 2006. Т. 47. № 6 (280). С. 165–173.
7. Radchenko P., Batuev S., Radchenko A. Fracture of Protective Structures from Heavy Reinforcing Cement During Interaction with High-velocity Impactor. Journal of Siberian Federal University // Mathematics & Physics. 2021. No. 14. Pp. 779–786. DOI: 10.17516/1997-1397-2021-14-6-779-786
8. Тонких Г.П., Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Расчет прочности защитных сооружений гражданской обороны на податливых опорах в виде сминаемых вставок кольцевого сечения // Технологии гражданской безопасности. 2020. Т. 17. № 4 (66). С. 94–97.
9. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N. Strength of concrete structures under dynamic loading // AIP Conference Proceedings. Proceedings of the II All-Russian Scientific Conference of Young Scientists “Advanced Materials in Technology and Construction”. 2016. P. 070006.
10. Алексейцев А.В., Курченко Н.С., Сазонова С.А. Динамика фиброжелезобетонной плиты на податливых опорах при переменной по площади импульсной нагрузке // Строительство и реконструкция. 2022. № 5 (103). С. 23–33.
11. Mkrtychev O.V., Savenkov A.Yu. Modeling of blast effects on underground structure // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2019. No. 15 (4). Pp. 111–122.
12. Alekseytsev A., Sazonova S. Numerical analysis of the buried fiber concrete slabs dynamics under blast loads // Magazine of Civil Engineering. 2023. No. 1 (117). P. 1170.
13. Castedo R., Natale M., López L.M., Sanchidrián J.A. et al. Estimation of Jones-Wilkins-Lee parameters of emulsion explosives using cylinder tests and their numerical validation // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2018. Vol. 112. Pp. 290–301.
14. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads // MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016. P. 01029.
15. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 9. С. 45–50.
16. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 3. № 3. С. 62–74.

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G. Calculation of eccentrically compressed reinforced concrete elements under dynamic loading under fire conditions. *Industrial and Civil Engineering*. 2015; 3:29-35.
2. Kolchunov V.I., Tuen Vu.N., Nizhegorodov D.I. Dynamic response of a structural system of a building with a finite number of degrees of freedom under a special impact. *Vestnik MGSU*. 2021; 16(10):1337-1345. (in Russian).
3. Serpik I.N., Kurchenko N.S., Alekseytsev A.V., Lagutina A.A. Analysis in geometrical, physical and constructive nonlinear formulation of dynamic behaviour of plane frames under beyond-design impacts. *Industrial and Civil Engineering*. 2012; 10:49-51.
4. Alekseytsev A.V. Stability analysis of a reinforced concrete column at horizontal impact actions. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 2(2):3-12.
5. Chernukha N.A. Features of calculation of structures for explosive impacts in SCAD environment. *Engineering and Construction Journal*. 2014; 1:12-22.
6. Belov N.N., Kabantsev O.V., Konyaev A.A., Kopanitsa D.G. et al. Calculation of the reinforced concrete strength for the impact loads. *Applied mechanics and technical physics*. 2006; 47: 6(280):165-173. (in Russian).
7. Radchenko P., Batuev S., Radchenko A. Fracture of Protective Structures from Heavy Reinforcing Cement During Interaction with High-velocity Impactor. *Journal of Siberian Federal University. Mathematics & Physics*. 2021; 14:779-786. DOI: 10.17516/1997-1397-2021-14-6-779-786
8. Tonkikh G.P., Kumpiak O.G., Galyautdinov Z.R. Calculation of the strength of civil defence protective structures on the pliable supports in the form of crumpled inserts of the annular section. *Civil Security Technologies*. 2020; 17:4(66):94-97.
9. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N. Strength of concrete structures under dynamic loading. *AIP Conference Proceedings. Proceedings of the II All-Russian Scientific Conference of Young Scientists "Advanced Materials in Technology and Construction"*. 2016; 070006.
10. Alekseytsev A.V., Kurchenko N.S., Sazonova S.A. Dynamics of a fibre-reinforced concrete slab on the pliable supports under an area-variable impulse load. *Building and reconstruction*. 2022; 5(103):23-33. (in Russian).
11. Mkrtychiev O.V., Savenkov A.Y. Modeling of blast effects on underground structure. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2019; 15(4):111-122.
12. Alekseytsev A., Sazonova S. Numerical analysis of the buried fiber concrete slabs dynamics under blast loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2023; 1(117):1170.
13. Castedo R., Natale M., López L.M., Sanchidrián J.A. et al. Estimation of Jones-Wilkins-Lee parameters of emulsion explosives using cylinder tests and their numerical validation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2018; 112: 290-301.
14. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads. *MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016*. 2016; 01029.
15. Tamrazyan A.G., Alekseytsev A.V. Evolutionary Optimization of Normally Operated Reinforced Concrete Beam Structures with Account of Accident Risk. *Industrial and civil engineering*. 2019; 9:45-50.
16. Tamrazyan A.G. Conceptual approaches to the assessment of survivability of building structures, buildings and structures. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 3(3):62-74.



УДК 69.07

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.4.23-32

Длительная эксплуатация гибкого фундамента в условиях нелинейного реологического деформирования при силовых и средовых воздействиях

М.В. Берлинов^{1*}

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

* marina.tvor@mail.ru

Ключевые слова: железобетонная конструкция, фундамент, коррозионные повреждения, нагрузка, напряжения, деформации, реология, грунтовое основание, эксплуатация, расчетная схема

История статьи

Поступила в редакцию: 30.09.2024

Доработана: 05.10.2024

Принята к публикации: 07.10.2024

Для цитирования

Берлинов М.В. Длительная эксплуатация гибкого фундамента в условиях нелинейного реологического деформирования при силовых и средовых воздействиях // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8. № 4. С. 23–32.

Аннотация. Предложена методика расчета железобетонного гибкого фундамента на грунтовом основании в агрессивной среде в условиях реологического деформирования с учетом коррозионных повреждений, отражающая его реальную работу при совместном влиянии силовых и несиловых воздействий на основе современной феноменологической теории деформирования упруго ползучего тела. Показана возможность рассмотрения процессов длительного деформирования железобетона при изменяющемся режиме действия внешней нагрузки на основе метода интегральных оценок. Представлена расчетная оценка длительной эксплуатации железобетонной балки на грунтовом основании с учетом коррозионных повреждений. Показано, что средовые повреждения железобетонных конструкций могут повлиять на прочность материала, изменить схемы расчетов, перераспределить усилия в сечениях конструкции, а также привести к другим последствиям, которые снижают проектные сроки эксплуатации зданий. Приведен пример расчета железобетонного гибкого фундамента жилого здания на грунтовом основании с учетом сил трения по его подошве при различных сроках эксплуатации и наличии коррозионных повреждений.

Long-Term Exploitation of a Flexible Foundation in Conditions of Nonlinear Rheological Deformation under Force and Non-Force Influences

М.В. Berlinov^{1*}

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

* marina.tvor@mail.ru

Михаил Васильевич Берлинов, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры Жилищно-коммунального комплекса, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 3128-6652, Scopus: 6507352053, ResearcherID: AAE-3968-2022, ORCID: 0000-0002-9585-5460, E-mail: berlinov2010@mail.ru

© Берлинов М.В., 2024



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

Keywords: reinforced concrete structure, foundation, corrosion damage, load, stresses, deformations, rheology, soil foundation, exploitation, design scheme

Article history

Received: 30.09.2024

Revised: 05.10.2024

Accepted: 07.10.2024

For citation

Berlinov M.V. Long-Term Exploitation of a Flexible Foundation in Conditions of Nonlinear Rheological Deformation under Force and Non-Force Influences. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 4(8):23-32.

Abstract. A method is proposed for calculating a reinforced concrete flexible foundation on a soil base in an aggressive environment under rheological deformation conditions, taking into account corrosion damage, reflecting its real operation under the combined influence of force and non-force influences based on the modern phenomenological theory of deformation of an elastic creeping body. The possibility of considering the processes of long-term deformation of reinforced concrete under a changing mode of action of an external load based on the method of integral estimates is shown. It is shown that environmental damage to reinforced concrete structures can affect the strength of the material, change the calculation schemes, redistribute efforts in the sections of the structure and also lead to other consequences that reduce the design life of buildings. An example of the calculation of a reinforced concrete flexible foundation of a residential building on a soil base is given, taking into account the friction forces along its sole at various periods of service life and the presence of corrosion damage.

ВВЕДЕНИЕ

В условиях длительной эксплуатации железобетонных конструкций в агрессивной среде при различных нагрузках необходимо оценить их напряженно-деформированное состояние в результате повреждения коррозией, учитывая уменьшение площади поперечного сечения бетона и арматуры [1–4].

Задачи обеспечения безотказной эксплуатации, конструктивной безопасности, живучести зданий, сооружений, коммуникационных и транспортных систем вследствие ряда объективных неотвратимых факторов экстремального природного, техногенного или диверсионного происхождения, предельно обострившихся в текущем тысячелетии, не могут быть исчерпывающе решены в рамках существующих объемно-планировочных композиций, конструктивных и расчетных концепций [5, 6].

Коррозионные повреждения железобетонных конструкций могут повлиять на прочность материала, изменить схемы расчетов, перераспределить усилия в сечениях конструкции и нарушить совместную работу бетона с арматурой, а также привести к другим последствиям, которые снижают проектные сроки функционирования сооружений и другие эксплуатационные характеристики [7–10].

Применительно к бетонным и железобетонным конструкциям, эксплуатируемым в агрессивных средах или подвергающимся разрушительным физическим воздействиям, отсутствуют предложения, необходимые для построения расчетных моделей силового сопротивления, что приводит к несоблюдению требований по безопасности и предельным состояниям при действующих нагрузках в течение всего периода эксплуатации [11, 12]. Это неизбежно приводит к снижению остаточного ресурса элементов зданий и сооружений и сокращению периода эксплуатации объекта от момента контроля его технического состояния до перехода в предельное состояние, при котором дальнейшая эксплуатация недопустима или нецелесообразна.

МЕТОД

Рассматривая усилие в поперечном сечении железобетонного элемента до появления трещин как сумму усилий, воспринимаемых арматурой и бетоном, можно получить следующую математическую зависимость с учетом коррозионных повреждений в бетоне и арматуре:

$$\sigma_x(t)A_x = \sigma_{b,x}(t)K_b(z,t)A_{b,x} + \sigma_{s,x}(t)\omega_s(t)A_{s,x}, \quad (1)$$

Mikhail V. Berlinov, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; SPIN-code: 3128-6652, Scopus: 6507352053, ResearcherID: AAE-3968-2022, ORCID: 0000-0002-9585-5460, E-mail: berlinov2010@mail.ru

где $\sigma_x(t)$ — среднее напряжение в сечении ж/б элемента;

$\sigma_{b,x}(t)$ и $\sigma_{s,x}(t)$ — осредненные напряжения в арматуре и бетоне;

$K_b(z,t)$ — функция повреждений элемента по глубине, ответственная за количественный учет влияния химкоррозионных повреждений на его силовое сопротивление (рис. 1, 2);

$A_{b,x}$ и $A_{s,x}$ — соответствуют значениям площади арматуры и бетона;

$\omega_s(t)$ — аналогичный коэффициент для учета коррозионных повреждений арматуры. Учет средовых повреждений бетона определяется с помощью коэффициента коррозионных повреждений в виде:

$$K_b(z, t) = \left\{ 1 - \left[\frac{P}{\beta(t, t_0)} \right] \right\} = \frac{2P}{\beta^2(t, t_0)} z - \frac{1}{\beta^2(t, t_0)} z^2, \quad (2)$$

где $\beta(t, t_0)$ — значение величины повреждения (рис. 1).

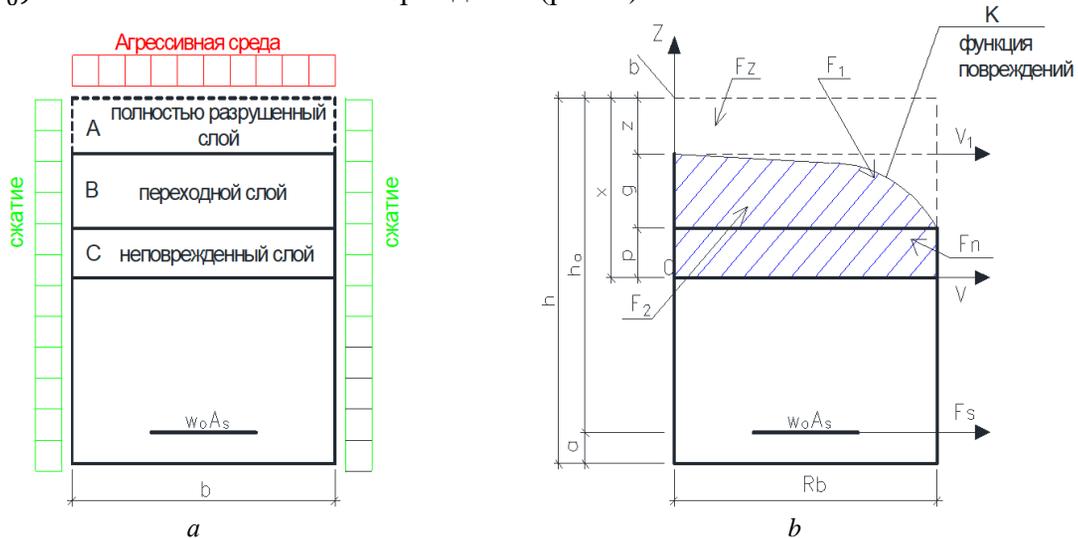


Рис. 1. Учет влияния повреждений на силовое сопротивление бетонного сечения (а); схема напряженного состояния нормального поперечного сечения, поврежденного коррозией (б)

Fig. 1. Consideration of the effect of damage on the force resistance of the concrete section (a); diagram of the stress state of the normal cross section damaged by corrosion (b)

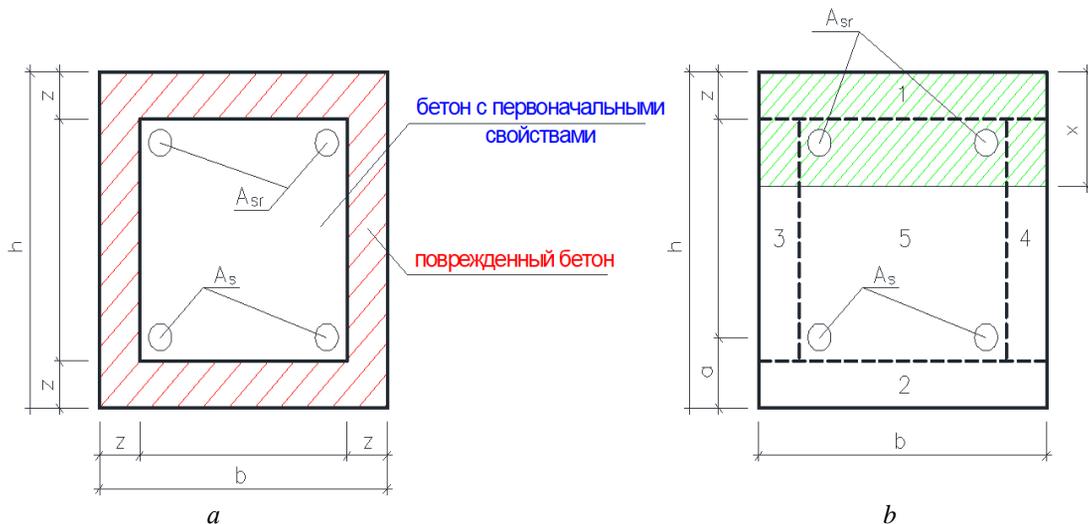


Рис. 2. Повреждение железобетонного элемента по всему периметру сечения (а); 1–4 — коррозионно-поврежденные зоны; 5 — неповрежденная зона (б)

Fig. 2. Damage to a reinforced concrete element along the entire perimeter of the section (a); 1–4 — corrosion-damaged zones; 5 — undamaged zone (b)

Площадь арматуры с учетом коррозии необходимо рассматривать с учетом снижения ее площади с течением времени:

$$A_s = \omega_s(t)A_{s0}, \quad (3)$$

где A_{s0} — площадь неповрежденной арматуры;

$\omega_s(t)$ — коэффициент, учитывающий уменьшение площади арматуры в результате коррозии, определяемый по формуле:

$$\omega_s(t) = \left[1 - \frac{2\theta(t, t_0)}{D} + \frac{16\theta^2(t, t_0)}{\pi D^2} \right], \quad (4)$$

где D — диаметр арматуры;

$$\theta(t, t_0) = \frac{k}{\sqrt{a}} t^n, \quad (5)$$

где k и n — эмпирические коэффициенты;

a — величина защитного слоя бетона, мм;

t — время.

Для сечений с трещинами можно воспользоваться общеизвестным допущением:

$$\sigma_s = \psi_{s,m} \mu_s \omega_s(t, t_0) \sigma_{s,m}(t, t_0); \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\psi_{s,m} \mu_s \omega_s(t, t_0) \sigma_{s,m}(t, t_0)}{E_s^0}, \quad (6)$$

где σ_s — среднее напряжение, возникающее в арматуре в зоне между трещинами;

$\psi_{s,m}$ — коэффициент, учитывающий сцепление арматуры и растянутого бетона;

μ_s — коэффициент армирования в этом направлении;

$\sigma_{s,m}$ — напряжение в арматуре на участке с появившимися трещинами;

ε_s — относительные средние деформации на участках арматуры между появившимися трещинами;

E_s^0 — модуль упругости арматуры.

Существующие методы расчета железобетонных конструкций с учетом силовых и несилловых воздействий не полностью отвечают реальной работе материалов. Сбор, анализ информации и оценка повреждений материалов и конструкций зданий и сооружений являются первоочередной задачей. При этом исходные данные должны относиться конкретно к адресному элементу и, более того, к частным локальным сечениям и узлам. Такие данные позволяют на основе разработанного аппарата расчета установить ресурс силового сопротивления, принять радикальное решение по дальнейшему использованию конструкции и построить прогноз силовой реакции сооружения на проектные и запроектные воздействия [13]. Это объясняется тем фактором, что указанные выше условия деформирования железобетона современными нормативными документами учитываются лишь косвенно.

Применительно к бетонным и железобетонным конструкциям, эксплуатируемым в агрессивных средах или подвергающимся разрушительным физическим воздействиям, отсутствуют предложения, необходимые для построения расчетных моделей силового сопротивления. Большинство экспериментальных данных демонстрируют, что грунты оснований и конструкции фундаментов обладают нелинейными и реологическими свойствами, т.е. процесс их деформирования протекает нелинейно и зависит от характера и времени действия внешней нагрузки, а длительные условия эксплуатации конструкций в грунтах оснований должны предполагать учет коррозионных процессов. В действительности же конструкции фундаментов реагируют не только на величину прикладываемой нагрузки, но и на специфику ее изменения во времени, а также средовые повреждения.

В предлагаемой статье изложены теоретические основы, алгоритмы расчета остаточного ресурса силового сопротивления поврежденного коррозией железобетонного фундамента. Рассмотрим гибкий фундамент, нагруженный посередине сосредоточенной силой, циклически изменяющейся во времени, причем будем предполагать, что скорость ее изменения во времени невелика и возникающими силами инерции можно пренебречь в силу их малости, т.е. расчет проведем по статической схеме. Решение задачи будем искать с помощью дис-

кретного метода. Запишем разрешающие уравнения смешанного метода, учитывая горизонтальные силы трения, возникающие в зоне контакта балки с основанием для упруго линейной постановки задачи:

$$\begin{aligned} \{\delta\} \{W\} + \{\Delta_p\} + \{Y\} &= 0; \\ \sum_{i=1}^n P_i - \sum_{i=1}^n X_i &= 0; \\ \sum_{i=1}^n S_i - \sum_{i=1}^n T_i &= 0; \\ \sum_{i=1}^n M_0(P_i) + \sum_{i=1}^n S_i y_i - \sum_{i=1}^n X_i a_i - \frac{h}{2} \sum_{i=1}^n T_i &= 0, \end{aligned} \quad (7)$$

где $\{\delta\}$ — единичные перемещения в основной системе (рис. 3);

$\{W\} = \begin{Bmatrix} X_i \\ T_i \end{Bmatrix}$ — искомые неизвестные;

X_i — неизвестная вертикальная реакция;

T_i — неизвестная горизонтальная реакция;

$\{\Delta_p\}$ — грузовые перемещения в основной системе;

$\{Y\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ \varphi \end{Bmatrix}$ — перемещения заделки балки в основной системе;

u — горизонтальное смещение;

v — вертикальное смещение;

φ — угол поворота;

P_i — внешняя вертикальная нагрузка;

S_i — внешняя горизонтальная нагрузка.

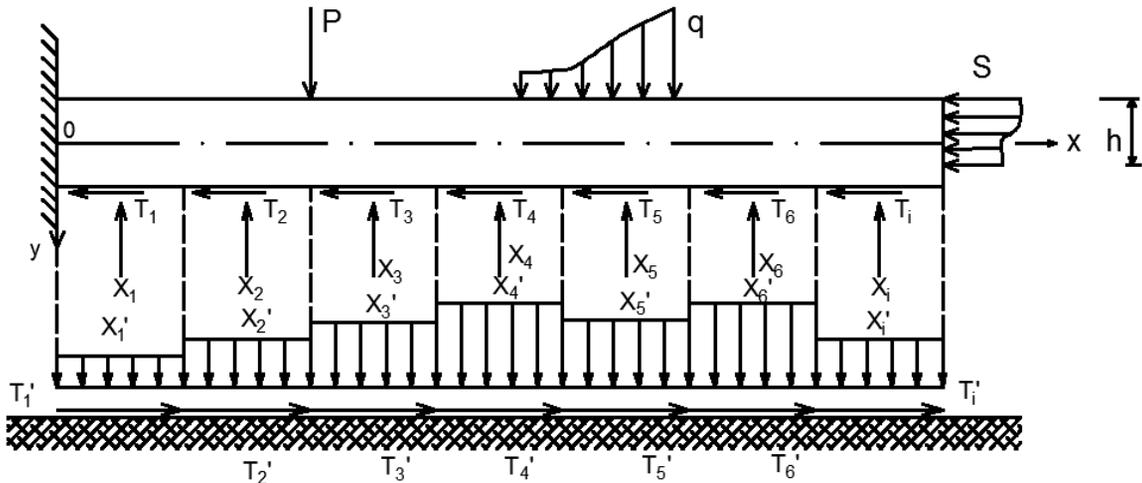


Рис. 3. Основная система

Fig. 3. The main system

Единичные перемещения в основной системе по направлению искомых неизвестных складываются из трех составляющих: вертикального перемещения основания от единичной нагрузки, горизонтального перемещения основания от горизонтальной единичной нагрузки и изгиба балки от действия единичных вертикальных и горизонтальных сил, определяемых по обычному правилу Мора – Верещагина:

$$\delta = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E e(\nu, t)} \iint_0^F \frac{X(\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(X - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} + \frac{(1 - \nu_0)(1 - 2\nu)}{2\pi E e(\nu, t)} \cdot \iint_0^F \frac{T(\xi)(X - \xi) d\xi d\eta}{(X - \xi)^2 + (y - \eta)^2} + \int_0^l \frac{M_i M_k}{D} dv. \quad (8)$$

Осуществляя переход к нелинейной и неравновесной задаче, используем теорему Артюняна о тождественности напряженно-деформированного состояния в упругом и упруго

получем массиве, распространенную на случай нелинейного деформирования, получим выражение для перемещений:

$$\delta = \frac{1-\nu^2}{\pi E^e(\nu, t)} S_m \left[\frac{P(t)}{R} \right] \iint_0^F \frac{P(\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(X-\xi)^2 + (Y-\eta)^2}} - \frac{1-\nu^2}{\pi} \int_{t_0}^t \iint_0^F \frac{P(\xi, \tau) d\xi d\eta}{\sqrt{(X-\xi)^2 + (Y-\eta)^2}} \times$$

$$\times x S_n \left[\frac{P(\tau)}{R} \right] \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau + \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{2\pi E^e(\nu, t)} S_n \left[\frac{T(t)}{R} \right] \iint_0^F \frac{T(\xi)(X-\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(X-\xi)^2 + (Y-\eta)^2}} - \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{2\pi} \times$$

$$\times \int_{t_0}^t \iint_0^F \frac{T(\xi, \tau)(X-\xi) d\xi d\eta}{\sqrt{(X-\xi)^2 + (Y-\eta)^2}} S_n' \left[\frac{T(t)}{R} \right] \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau + \int_{t_0}^t \int_0^l \frac{M_i M_k}{D(\tau)} d\nu d\tau,$$

где S_m — функция нелинейности деформирования, которую предлагается использовать в следующем виде:

$$S = \left[1 + \eta \left(\frac{P}{R} \right)^m \right]; \quad (10)$$

где $E(t)$ и $C(t, \tau)$ — соответственно модуль упруго мгновенных деформаций и мера ползучести;

$d(\tau)$ — жесткость железобетонного сечения, принимаемая в следующем виде:

$$d(\tau) = E^e(\nu, t) \left[\frac{K_b(t) b X^3}{12} + b x \left(q_0 - \frac{X}{2} \right)^2 \right] + E'_a \omega_s(t) A'_a (q_0 - a')^2 + \frac{E_a \omega_s(t) A_a}{\Psi_a} (h_0 - q_0)^2; \quad (11)$$

$$\frac{1}{E^e(\nu, t)} = \frac{1}{E^0(t)} \left[1 + \eta_m \left\langle \frac{P(t)}{R} \right\rangle^m \right] + C(t, t_0) \left[1 + \eta_n \left\langle \frac{P(t)}{R} \right\rangle^m \right], \quad (12)$$

где $E^e(\nu, t)$ — интегральный модуль деформаций, учитывающий нелинейность деформирования;

$E^0(t)$ — упруго мгновенный модуль деформаций;

$C(t, t_0)$ — мера ползучести.

Примем закон изменения коэффициента поперечных деформаций в виде:

$$\nu = \frac{1}{2} \left[1 - (1 - 2\nu_0) \frac{E^e(\nu, t)}{E^0(t)} \right], \quad (13)$$

где ν_0 — коэффициент Пуассона.

Изменение внешней нагрузки, характерное для здания во время эксплуатации, примем по закону, показанному на рис. 4:

$$P(t) = \begin{cases} \alpha_i t P_i; & 0 \leq t \leq t_0; t_{i-1} < t \leq t_i \\ P_i; & t_0 < t \leq t_{i-1} \\ -\alpha_i t P_i; & t_i < t \leq t_{i+1} \end{cases} \quad (14)$$

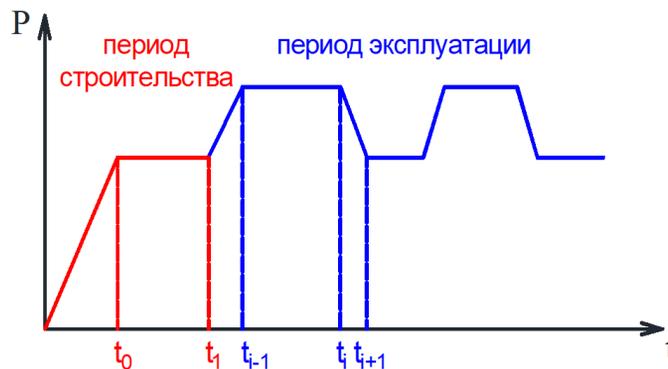


Рис. 4. График изменения внешней нагрузки

Fig. 4. Graph of external load changes

Заметим, что график, приведенный на рис. 4, является несколько идеализированным, однако реальное изменение внешней нагрузки может быть уточнено с помощью вероятностных методов, применяемых в современной строительной механике.

Совместное рассмотрение уравнений (1–4) и (7–12) превращает линейную задачу смешанного метода в нелинейную, решение которой в замкнутом виде встречает непреодолимые математические трудности. Поэтому для получения инженерно-обозримого решения в численном виде используется метод интегральных оценок [2], который позволяет линеаризовать задачу.

Сущность такого приема заключается в следующем. Весь процесс загрузки дискретизируется во времени на определенные (достаточно малые) интервалы, определяемые требуемой точностью расчета, для которых процессы коррозии и ползучести являются фиксированными. В каждом временном интервале решение нелинейной задачи для постоянной нагрузки проводится с помощью линейного аппарата строительной механики на основе метода последовательных приближений. Конструкция разбивается на определенное количество участков, также определяемое требуемой точностью расчета, и в первом приближении задача решается в упруголинейной постановке.

Во втором приближении по полученным значениям изгибающих моментов для каждого участка уточняются жесткости железобетонного сечения по методике, изложенной в [14], а по эпюре отпора грунта и эпюре касательных напряжений назначаются значения функций S , S' , ν и E^e для грунтового основания, т.е. уточняются значения единичных перемещений по формуле (8) и вновь производится решение задачи. Затем проводят третье приближение и так далее, до тех пор, пока разница между двумя соседними значениями δ не достигнет заранее заданной степени точности. В случае возникновения расходящегося итерационного процесса применяются известные математические приемы, улучшающие сходимость (метод редуцированных коэффициентов). Затем переходят к следующему фиксированному интервалу времени, для которого внешняя нагрузка изменится на некоторую величину, и вышеупомянутый вычислительный процесс повторяют снова и так далее, до тех пор, пока весь рассматриваемый временной интервал не будет исчерпан.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

В качестве иллюстрации изложенного метода расчета приведен пример гибкого ленточного фундамента жилого здания, показанный на рис. 5. Грунт основания имеет следующие физико-механические характеристики: $E_0(t) = 20$ МПа; $R = 0,25$ МПа; $\eta_m = 1,29$; $m = 2,48$; $\nu = 0,3$; $\eta_n = 2,3$; $c(t, t_0) = 0,00278 \frac{1}{\text{МПа}}$; $\gamma = 0,025 \frac{1}{\text{час}}$. Материал балки — бетон В30, ширина балки $b = 40$ см, высота $h = 60$ см, арматура класса А400. Параметры изменения внешней нагрузки $\alpha = 0,0007$; $t = 60$ дней; $P = 750$ кН и коррозионных повреждений арматуры $k = 1,62$; $n = 0,68$; толщина защитного слоя бетона $a = 30$ мм. Нелинейность сил трения в зоне контакта балки и основания, а также переменность коэффициента поперечных деформаций не учитывались. Расчет с некоторыми упрощениями проведен только для периода 10 и 50 лет эксплуатации здания (рис. 5).

Анализируя результаты расчета, можно сделать следующие выводы: при упруго линейной постановке задачи учет сил трения, возникающих по подошве гибкого фундамента, приводит к снижению максимального изгибающего момента до 4,8 %.

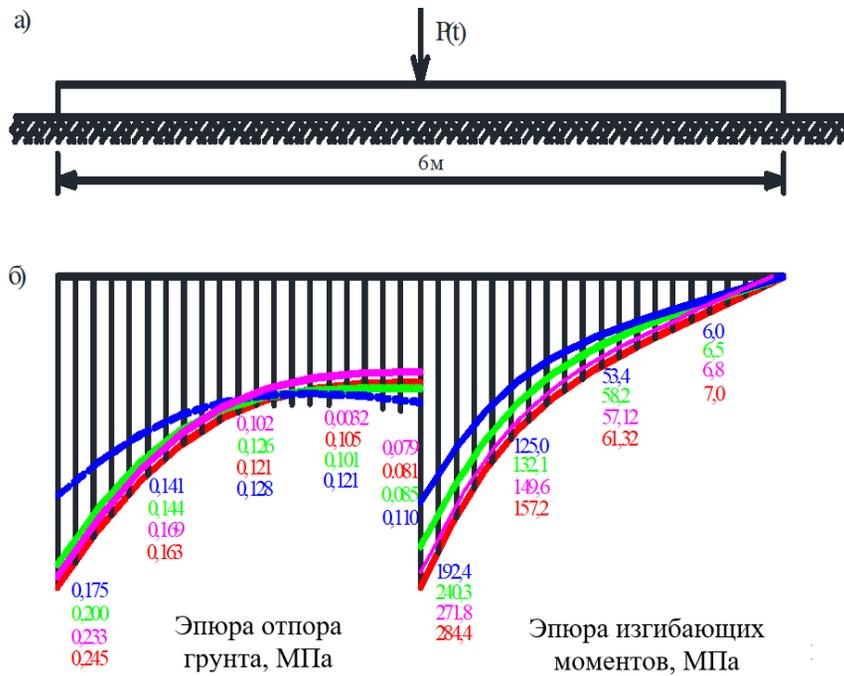


Рис. 5. Расчетная схема (а) и действующие усилия (б):

— упругая постановка задачи без учета сил трения в основании; — упругая постановка с учетом сил трения; — нелинейная и реологическая постановка с учетом средовых повреждений и при сроке эксплуатации 10 лет; — то же, при сроке эксплуатации 50 лет

Fig. 5. Calculation scheme (a) and operating forces (b):

— elastic formulation of the problem without taking into account the friction forces in the base; — elastic formulation taking into account the friction forces in the base; — nonlinear and rheological formulation taking into account environmental damage and the malleability of the base with a service life of 10 years; — the same, with a service life of 50 years

Учет сил трения, возникающих по подошве гибкого фундамента, нелинейности, реологии деформирования и коррозионных повреждений при режимном изменении внешней нагрузки приводит к незначительной трансформации эпюр грунта и изгибающих моментов в сторону выравнивания усилий, что объясняется характерным для грунтов основания и железобетонных конструкций явлением перераспределения усилий с более нагруженных участков и компонентов сечений на менее нагруженные (рис. 5, б).

В условиях нелинейной и неравновесной постановки задачи с учетом режима действия внешней нагрузки и сил трения по подошве в основании и коррозионных повреждений при сроке эксплуатации 10 лет уменьшение максимальной ординаты эпюры моментов составило 15 %, а увеличение минимальной ординаты эпюры отпора грунта 5 %, при уменьшении максимальной — 18 %, по сравнению с упруго линейным расчетом. При нелинейной и неравновесной постановке задачи с учетом режима действия внешней нагрузки, податливости основания и коррозионных повреждений при сроке эксплуатации 50 лет уменьшение максимальной ординаты эпюры моментов составило соответственно 32 %, а увеличение минимальной ординаты эпюры отпора грунта — 26 %, уменьшение максимальной — 28 % по сравнению с упруго линейным расчетом.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Любые решения, принимаемые по вопросу об использовании эксплуатируемых и вообще любого срока давности конструкций, требуют исчерпывающей информации о ресурсах их силового сопротивления. Это обусловлено тем, что вследствие возрастного износа и накоп-

ления неизбежных повреждений бетона и арматуры, следующих за длительным пребыванием в реальной, особенно в агрессивной, среде, ресурс их силового сопротивления снижается. Поэтому предлагаемая методика позволяет еще на этапе проектирования назначать характеристики конструктивных элементов различных сооружений с учетом длительности сроков эксплуатации, нелинейности и реологии деформирования, а также возможности учета коррозионных повреждений, что позволит определять размеры поперечных сечений и назначать требуемые классы бетона и арматуры с учетом перечисленных факторов.

Более полный учет реальных свойств железобетонных конструкций фундаментов и грунтов оснований с учетом средовых повреждений и режима внешних нагрузок даст возможность оценить конструктивную безопасность элементов и конструкций строительных объектов, оценивая ее коэффициентом конструктивной безопасности, который можно определить как отношение их силового сопротивления по несущей способности — по прочности и устойчивости (1-я группа предельных состояний) или по деформациям (2-я группа предельных состояний) к расчетным усилиям и деформациям от внешних нагрузок и воздействий. Предпочтительно такое проектирование зданий и сооружений, при котором устанавливается одинаковая конструктивная безопасность всех несущих элементов и здания и сооружения в целом.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г., Попов Д.С. Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 19–26.
2. Бондаренко В.М. Феноменология кинетики повреждений бетона и железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде // Бетон и железобетон. 2008. № 2. С. 56–61.
3. Берлинов М.В., Берлинова М.Н. Длительная эксплуатация железобетонной балки на грунтовом основании с учетом коррозионных повреждений // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 19–27.
4. Байдин О.В. О силовом сопротивлении железобетона, поврежденного коррозией // Вестник Белгородского государственного технологического университета им В.Г. Шухова. 2012. № 2. С. 11–14.
5. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография. 2004. 112 с.
6. Путляев В.И., Берлинова М.Н. Оценка длительной прочности бетона в строительных конструкциях // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 12–21.
7. Степанова В.Ф., Степанов А.Ю. Коррозия и защита арматуры в бетонах на пористых заполнителях. М., 2016. 191 с.
8. Бондаренко В.М., Творогова М.Н., Исаева Е.М. Практический расчет силового сопротивления сжатых железобетонных стержней, поврежденных коррозией // Вестник Отделения строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук. 2006. № 10. С. 52.
9. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89–98.
10. Gusev B.V., Faivusovich A.S. Development of defining equations for the mathematical theory of concrete corrosion processes // Industrial and Civil Engineering. 2020. No. 5. Pp. 15–27. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.05.15-27
11. Berlinov M., Berlinova M. Long-term durability of concrete structures // Journal of Physics: Conference Series. 2020. No. 1614 (1). P. 012006.
12. Берлинов М.В., Берлинова М.Н., Творогов А.В., Печкина Е.К. Учет коррозионных повреждений эксплуатируемых железобетонных конструкций в условиях трехосного напряженно-деформированного состояния // Строительство и архитектура. 2020. Т. 8. № 3. С. 40–46.
13. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Никулин А.И., Пятикрестовский К.П. Прочность и деформативность при запроектных воздействиях : монография. Издательство АСВ, 2004.
14. Берлинов М.В. Основания и фундаменты. СПб. : Издательство «Лань», 2022. 320 с.

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G., Popov D.S. Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading. *Industrial and civil construction*. 2019; 2:19-26. (in Russian).
2. Bondarenko V.M. Phenomenology of damage kinetics of concrete and reinforced concrete structures operated in an aggressive environment. *Concrete and reinforced concrete*. 2008; 2:56-61. (in Russian).

3. Berlinov M.V., Berlinova M.N. Long-term operation of a reinforced concrete beam on a soil base taking into account corrosion damage. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):19-27. (in Russian).
4. Baidin O.V. On the strength resistance of reinforced concrete damaged by corrosion. *Bulletin of the Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov*. 2012; 2:11-14. (in Russian).
5. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Computational models of force resistance of reinforced concrete : monograph. 2004; 112. (in Russian).
6. Putlyayev V.I., Berlinova M.N. Estimation of the long-term strength of concrete in building structures. *Reinforced concrete structures*. 2024; 6(2):12-21. (in Russian).
7. Stepanova V.F., Stepanov A.Yu. Corrosion and protection of reinforcement in concrete on porous aggregates. Moscow, 2016; 191. (in Russian).
8. Bondarenko V.M., Tvorogova M.N., Isaeva E.M. Practical calculation of the force resistance of compressed reinforced concrete rods damaged by corrosion. *Bulletin of the Department of Building Sciences of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences*. 2006; 10:52. (in Russian).
9. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Analysis of the reliability of a reinforced concrete slab with corroded reinforcement. *Construction and reconstruction*. 2022; 1(99):89-98. (in Russian).
10. Gusev B.V., Faivusovich A.S. Development of defining equations for the mathematical theory of concrete corrosion processes. *Industrial and Civil Engineering*. 2020; 5:15-27. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.05.15-27
11. Berlinov M., Berlinova M. Long-term durability of concrete structures. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020; 1614(1):012006.
12. Berlinov M.V., Berlinova M.N., Tvorogov A.V., Pechkina E.K. Accounting for corrosion damage of exploited reinforced concrete structures in a three-axis stress-strain state. *Construction and architecture*. 2020; 8(3):40-46. (in Russian).
13. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Nikulin A.I., Pyatikrestovsky K.P. *Strength and deformativity under proek-design impacts : monograph*. ASV Publishing House, 2004. (in Russian).
14. Berlinov M.V. *Foundations and foundations*. St. Petersburg, Publishing house "Lan", 2022; 320. (in Russian).



УДК 69.04

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.4.33-43

Деформационный критерий для определения расстояния между нормальными трещинами в железобетонных балках при плоском изгибе

Д.А. Пекин^{1*}¹ ООО «ИНВ-Строй», Подольск, Московская область, Российская Федерация

* dpekin@mail.ru

Ключевые слова: нормальная трещина, деформационный критерий, расстояние между трещинами, железобетонная балка, плоский изгиб

История статьи

Поступила в редакцию: 30.10.2024

Доработана: 05.11.2024

Принята к публикации: 07.11.2024

Для цитирования

Пекин Д.А. Деформационный критерий для определения расстояния между нормальными трещинами в железобетонных балках при плоском изгибе // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8. № 4. С. 33–43.

Аннотация. Выполнен краткий обзор развития нового раздела механики деформируемого твердого тела — механика железобетона. Для стержневых железобетонных элементов обосновывается целесообразность выделения нового подраздела — механика стержневых железобетонных элементов с нормальными трещинами. Подробно рассмотрены классические предпосылки и допущения для определения расстояния между нормальными трещинами в состоянии чистого изгиба и обосновывается необходимость их полного пересмотра на основе предельной растяжимости бетона и выработкой деформационного критерия. Предложена программа экспериментальных исследований для определения предельной растяжимости бетона совместно с арматурой при осевом растяжении призматических образцов. Рассмотрен пример определения расстояния между нормальными трещинами для консольной балки при действии равномерно распределенной нагрузки.

Deformation Criterion for Determining the Distance Between Normal Cracks in Reinforced Concrete Beams under Plane Bending

D.A. Pekin^{1*}¹ “INV-Stroy” LLC, Podolsk, Moscow region, Russian Federation

* dpekin@mail.ru

Keywords: normal crack, deformation criterion, distance between cracks, reinforced concrete beam, plane bending

Article history

Received: 30.10.2024

Revised: 05.11.2024

Accepted: 07.11.2024

Abstract. A brief review of the development of a new section of solids mechanics — mechanics of reinforced concrete — is given. For rod reinforced concrete elements, the expediency of allocating a new subsection – mechanics of rod reinforced concrete elements with normal cracks — is substantiated. Classical prerequisites and assumptions for determining the distance between normal cracks in the state of pure bending are considered in detail, and the need for their complete revision based on the ultimate tensile strength of concrete and the development of a deformation criterion is substantiated.

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

© Пекин Д.А., 2024



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

For citation

Pekin D.A. Deformation Criterion for Determining the Distance Between Normal Cracks in Reinforced Concrete Beams under Plane Bending. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 4(8):33-43.

A program of experimental studies is proposed to determine the ultimate tensile strength of concrete together with reinforcement during axial tension of prismatic specimens. Another example of determining the distance between normal cracks for a cantilever beam under the action of uniform loading is considered.

ВВЕДЕНИЕ

Основы сопротивления железобетона, заложенные профессором В.И. Мурашевым в [1], являются развитием *сопротивления материалов* и учитывают специфику не только бетона как многокомпонентного и неоднородного материала, но и новые свойства, которые после добавления в него арматуры требуют рассмотрения уже принципиально нового строительного материала как железобетон, в котором кратно более низкие прочностные характеристики бетона на растяжение, относительно сжатия, уже не оказывают решающего значения при определении несущей способности. В это же время профессором А.А. Гвоздевым активно развивался метод предельного равновесия [2] для расчета статически неопределимых стержневых систем, пластин и оболочек, с помощью которого определялась разрушающая нагрузка без учета вопросов усталости, длительного сопротивления, динамических воздействий и деформированного состояния конструкций. В скором времени советскими учеными были опубликованы работы по теории прочности [3], пластичности [4] и ползучести [5] бетона и железобетона, которые развивали другие разделы *механики деформируемого твердого тела* [6] и в конце XX в. были обобщены профессором Н.И. Карпенко в новый раздел — *механика железобетона* [7]. Термин *сопротивление железобетона* как подраздел *механики железобетона* не нашел широкого распространения и практически не используется в литературе. Результаты его развития за прошедшие 30 лет в России на основе классических предпосылок *сопротивления материалов* реализовались в нелинейную деформационную модель [8–15], которая так и не позволяет решить главную задачу стержневых железобетонных конструкций — определение реалистичной картины напряженно-деформированного состояния (НДС) в массовом проектировании [16]. В этой связи и на основе принципиально другого подхода к рассмотрению механизма образования и раскрытия нормальных трещин [17–19] предлагается выделить новый подраздел в *механике железобетона* и назвать его *механика стержневых железобетонных элементов с нормальными трещинами*.

Принципиальные отличия нового подраздела заключаются в разделении элементов вдоль продольной оси на блоки по границе возникновения нормальных трещин, положение которых определяется на основе нового деформационного критерия, и отказе от использования традиционных для *сопротивлений материалов* и *железобетона* гипотезы плоских сечений или кинематической гипотезы Тимошенко в сечениях с нормальными трещинами и применении квазинелинейно-ступенчатого метода расчета на основе аппарата современной строительной механики [19]. Для реализации данного предложения, в первую очередь, необходимо сформулировать новый критерий образования нормальных трещин по длине балки на основе предельной растяжимости бетона, именно поэтому он назван деформационным и также как нелинейная деформационная модель берет свое начало от второй классической теории прочности — наибольших относительных удлинений. Далее необходимо увязать ширину раскрытия и увеличение глубины (снижение высоты сжатой зоны бетона) нормальных трещин с приращением нагрузки, увеличением прогибов, развитием пластических деформаций и ползучести в сжатой зоне бетона за счет нового кинематического фактора [19].

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

Важно еще раз подчеркнуть, что железобетон — это новый строительный материал, в связи с чем бетонные и железобетонные конструкции необходимо рассматривать отдельно, используя разный инструментарий для определения НДС, поскольку после образования нормальных трещин и дальнейшего роста нагрузки в изгибаемых железобетонных конструкциях происходит депланация этих поперечных сечений с трещинами, которая не позволяет использовать одинаковые (равные) коэффициенты приведения стали к бетону в сжатой и растянутой зонах армирования [18].

Расстояние между нормальными трещинами в железобетонных балках зависит от множества факторов, но в первую очередь, от предельной растяжимости бетона вокруг продольной арматуры, и во многом определяет ширину их раскрытия и соответствие требованиям второй группы предельных состояний по трещиностойкости. В СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01–2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» предельная относительная осевая деформация растяжения бетона принимается равной $\varepsilon_{bt} = 0,0001$ для нагрузок непродолжительного действия и в диапазоне от 0,00021 до 0,00028 для нагрузок продолжительного действия в зависимости от относительной влажности воздуха. Кроме того, предлагается учитывать пластическую работу бетона на растяжение и применять аналогичные по форме двух- и трехступенчатые диаграммы сжатия « σ – ε » с заменой параметров R_b , σ_b , ε_b на R_{bt} , σ_{bt} , ε_{bt} , соответственно, согласно п. 6.1.22 СП 63.13330, что принципиально противоречит результатам экспериментов, рассмотренных в работе профессора В.И. Мурашева [1] (см. раздел 4, а), о том, что нормальные трещины сравнительно быстро достигают некоторой предельной величины, мало удлиняясь после этого до начала разрушения, и не соответствует неоднородной многокомпонентной структуре искусственного материала (камня), неспособного испытывать пластические деформации при растяжении. В этой связи вызывает большие сомнения необходимость использования разных значений предельной относительной осевой деформации растяжения бетона для нагрузок продолжительного и непродолжительного действия, а также кратно большие значения относительных деформаций, предложенные в СП 63.13330 для нагрузок продолжительного действия. Существенные различия в прочности бетона на растяжение и сжатие, очевидно, продиктованы разными механизмами разрушения материала, что приводит к невозможности использования одинаковых подходов в назначении подобных механических характеристик, что в пределе, например в механике грунтов, можно продемонстрировать на дисперсных грунтах в виде полного отсутствия сопротивления растяжению. Другим подтверждением этих аспектов может являться отсутствие деформационных характеристик бетона на растяжение в Еврокод 2 и невозможность применения диаграмм сжатия « σ – ε » для напряженно-деформированного состояния бетона при растяжении. Следует отметить, что эффективное армирование бетона принципиально меняет ряд его свойств и характер разрушения, снижается влияние пороков структуры материала на механические характеристики и, по сути, получается новый строительный материал — железобетон, для рассмотрения которого необходимо использовать уже модифицированные подходы.

В статье [17] на примере консольной железобетонной балки с несимметричным армированием, сосредоточенной внешней силой на свободном конце, классами прочности бетона В25 и арматуры А500 при проценте армирования $\mu_s = 0,84$ % предлагается использовать предельную относительную деформацию бетона при растяжении в качестве деформационного критерия для определения расстояния между нормальными трещинами, и при значении $\varepsilon_{bt0} = 0,00007$ (снижение на 30 %) с сохранением остальных параметров выражения (8) получено расстояние между 1 и 2-й нормальными трещинами, равное 23 см, что гораздо ближе к значениям, полученным согласно методикам СНиП 2.03.01–84 (14,9 см) и Еврокод 2 (17,4 см), чем в СП 63.13330 (70 см по результатам расчета и принимаемое не более 40 см согласно п. 8.2.17). Очевидно, что при дальнейшем снижении ε_{bt0} на основе проведения соответствующих экспериментов в зависимости от класса прочности бетона, процента армирования,

класса арматуры и других параметров могут быть получены требуемые более точные значения данной характеристики для использования предложенного деформационного критерия.

Принято считать [1] (см. раздел 4, а и рис. 33), что в зоне чистого изгиба по длине балки первая нормальная трещина образуется в наиболее слабом месте с наименьшей прочностью бетона растяжению, а новая нормальная трещина образуется в сечении, удаленном от первой трещины на расстоянии, достаточном для снижения напряжений в арматуре до величины, отвечающей напряжению в бетоне при появлении второй трещины. Графическая иллюстрация фрагмента по длине балки в состоянии чистого изгиба ($M = \text{const}$) с эпюрами продольных усилий в растянутой зоне и напряжений сцепления повторяется на рис. 1 (см. рис. 33 [1]).

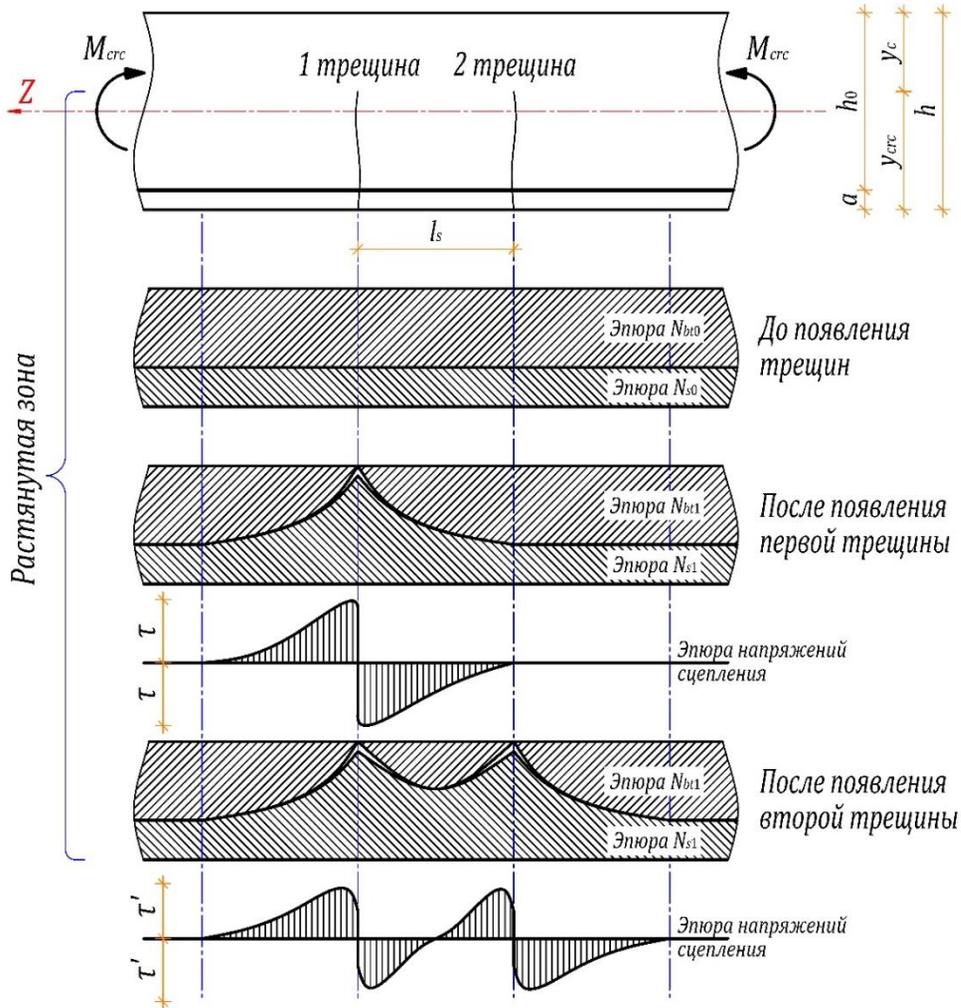


Рис. 1. Эпюры нормальных усилий и напряжений сцепления в растянутой зоне балки в состоянии чистого изгиба при появлении первых трещин [1, рис. 33]

Fig. 1. Diagrams of normal forces and adhesion stresses in the tensile zone of a beam in a state of pure bending when the first cracks appear [1, fig. 33]

В этой предпосылке профессора В.И. Мурашева и ее графической иллюстрации на рис. 1 скрыта большая неопределенность, которую необходимо подробно рассмотреть и исключить:

1. До появления первой трещины высота растянутой зоны поперечного сечения близка к половине высоты балки и суммарное растягивающее усилие составляет: $N_{bt0} + N_{s0}$, где N_{bt0} — равнодействующая в растянутом бетоне; N_{s0} — усилие в растянутой арматуре (см. эпюры на рис. 1). В момент появления первой трещины и при ее глубине более половины высоты сечения усилие в растянутой арматуре уже не равно предыдущему суммарному растягивающему

усилию до образования трещины [18] и заметно превышает его: $N_{s1} \gg N_{bt0} + N_{s0}$, таким образом следующая на рис. 1 иллюстрация эпюр N_{bt1} и N_{s1} после образования первой трещины не может соответствовать действительной картине распределения усилий в растянутой зоне с нормальной трещиной.

2. После появления первой трещины растягивающие напряжения в бетоне вблизи ее границы практически обнуляются, но это противоречит истории нагружения элемента и эпюре напряжений сцепления, приведенной ниже для этого этапа нагружения, т.е. если при образовании первой трещины растягивающие напряжения в арматуре скачкообразно увеличиваются, то это совсем не значит, что на небольшом удалении от нее напряжения растяжения в бетоне принципиально уменьшаются относительно тех, которые действовали в момент образования нормальной трещины, следовательно, растягивающие напряжения в бетоне не могут иметь такую эпюру даже, если рассматривать гладкую арматуру, в которой нарушается сцепление по границам нормальной трещины.

3. Напряжения сцепления бетона с арматурой до момента образования первой нормальной трещины равны нулю; после образования первой трещины принципиально увеличиваются по ее границам и имеют разные знаки; полностью затухают на расстоянии до второй нормальной трещины; обнуляются по середине между первой и второй нормальными трещинами — в совокупности такое поведение и эпюры напряжений сцепления могут соответствовать отдельным, не связанным между собой бетонным призмам, не находящимся в состоянии изгиба и в составе железобетонной балки, из которых выдергивают арматурные стержни.

4. Напряжения в растянутой арматуре даже после образования нормальных трещин в несколько раз меньше тех, которые будут действовать при продолжительном действии нагрузки на стадии эксплуатации, не говоря уже о стадии разрушения, таким образом при наличии сцепления арматуры с бетоном аналогичная процедура образования нормальных трещин должна многократно повториться между первой и второй трещинами на основе этих предпосылок, что приведет к полному выключению работы бетона на растяжение между ними и замещению эпюрой усилий арматуры эпюры усилий бетона.

На примере консольной железобетонной балки сечением 300×500 (h) мм в статье [17] усилие растяжения, способное восприниматься бетоном класса В25 на основе нормативного сопротивления $R_{bt} = 1,55$ МПа, составит $P = 58,125$ кН, в то время как усилие растяжения, способное восприниматься арматурой из 3Ø22 А500 в стадии разрушения, также на основе нормативного сопротивления составит $P = 570$ кН, т.е. почти на порядок больше.

Растягивающие напряжения в продольной арматуре до образования первой трещины ориентировочно составляют $\sigma_{s0} = \alpha R_{bt} = 6,7 \cdot 1,55 = 10,4$ МПа, где $\alpha = E_s/E_b = 6,7$, таким образом напряжения сцепления не могут равняться нулю, далее после образования нормальной трещины растягивающие напряжения σ_{s1} в сечении с трещиной вырастут обратно пропорционально снижению приведенного момента инерции поперечного сечения с учетом трещины [18], следовательно, напряжения сцепления по границам нормальной трещины увеличатся пропорционально по аналогии.

5. Данный подход к назначению расстояния между нормальными трещинами не учитывает возможность полного отсутствия сцепления продольной арматуры с бетоном, например, для случаев построечного натяжения канатной арматуры на бетон, находящейся в антикоррозионной смазке внутри пластиковой трубки (которая в большинстве случаев конечно должна комбинироваться с арматурой периодического профиля), или при заводском изготовлении сборных железобетонных двутавровых и тавровых балок или ТТ-плит с натяжением канатной арматуры на упоры и при необходимости частично по длине без сцепления с бетоном (ближе к концам элемента для снижения влияния выгиба от предварительного напряжения) посред-

ством укладки в аналогичных пластиковых трубках и конструктивной арматурой периодического профиля по всей длине.

6. Кроме того, состояние чистого изгиба и подобный процесс нагружения ($M = M_{cr}$) практически не встречаются в реальных конструкциях зданий и сооружений, даже если на главную балку (ригель) опираются всего две второстепенные балки на одинаковом расстоянии от опор (колонн), поскольку равномерно распределенная нагрузка от собственного веса конструкций перекрытия приводит к возникновению изгибающего момента заметно большего, чем момент трещинообразования ($M \gg M_{cr}$), и начинает действовать раньше или одновременно с сосредоточенными силами, что исключает постоянные по длине изгибающий момент и кривизну элемента.

На основе деформационного критерия расстояние между нормальными трещинами определяется с учетом следующих предпосылок [17] и иллюстрируется на рис. 2 (изгибающий момент и высоты эпюр усилий арматуры и бетона показаны постоянными по длине балки условно, только для наглядности и сравнения с исходными эпюрами на рис. 1, кроме того, согласно [18], принимается следующее допущение: $y_{cr} \cong y_t \cong h/2$ при $M = M_{cr}$, т.е. глубина нормальной трещины y_{cr} принимается равной высоте растянутой зоны бетона y_t до ее образования):

- первая нормальная трещина в балке возникает в зоне действия максимального изгибающего момента от постоянных нагрузок при достижении им значения $M = M_{cr}$;
- относительные деформации растяжения на участке между первой, второй и следующими нормальными трещинами принимаются равномерно распределенными или усредненными по длине растянутой грани элемента;
- следующие нормальные трещины возникают на расстоянии, определенном с учетом предельной растяжимости бетона, характера нагрузок, граничных условий и т.д.

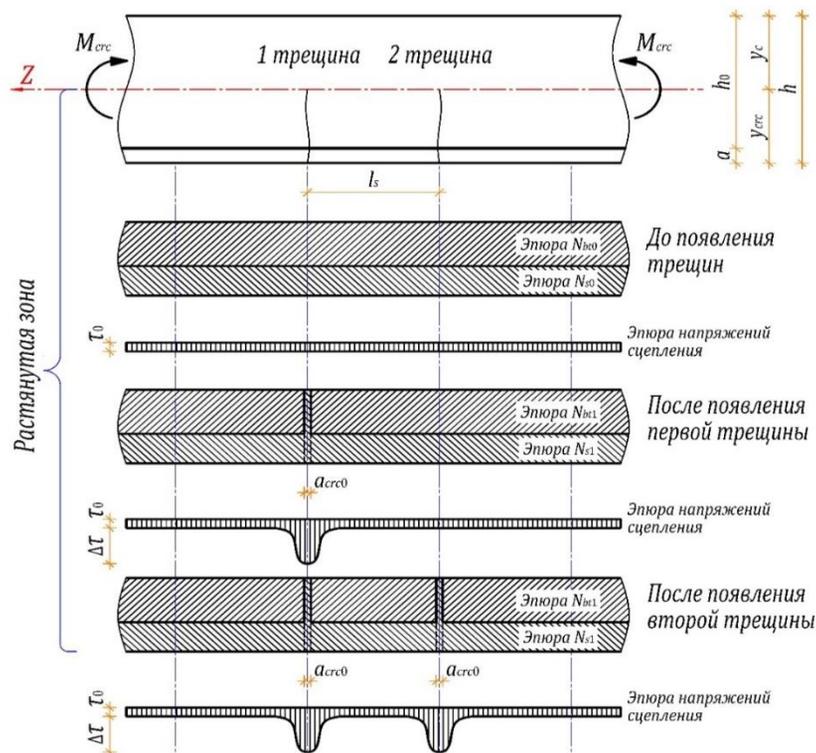


Рис. 2. Эпюры нормальных усилий и напряжений сцепления в растянутой зоне балки при появлении первых трещин согласно [17]

Fig. 2. Diagrams of normal forces and adhesion stresses in the tensile zone of a beam when the first cracks appear according to [17]

МЕТОД

Для определения деформационного критерия на основе предельной растяжимости бетона вокруг продольной арматуры необходимо провести серию специальных экспериментов на осевое растяжение железобетонных образцов (призм), в которых усилия растяжения на бетон должны передаваться через арматуру по следующим причинам:

- характер разрушения растянутого бетонного элемента без продольной арматуры может существенно отличаться от железобетонного элемента, т.е. возникнет хрупкое разрушение в наиболее слабом сечении без возможности наблюдения и образования нескольких трещин по длине элемента;
- снижается вероятность искажения НДС образцов за счет влияния сложного напряженного состояния бетона в месте его обжатия при передаче растягивающего усилия на призмы, т.е. обеспечивается принцип Сен-Венана об отсутствии влияния способа приложения нагрузки на некотором удалении от места ее приложения;
- возможность исследования и анализа фактора сцепления арматуры с бетоном и др.

Использование для решения этой задачи железобетонных образцов балочного типа с проведением испытаний на изгиб заметно усложнит эксперимент, кроме того, может вызвать некоторое искажение результатов относительно любых стержневых расчетных моделей за счет имеющегося в действительности вертикального давления бетона на арматуру, которое не учитывается за счет использования статической гипотезы — отсутствия вертикальных нормальных напряжений по толщине элементов, т.е. давления слоев друг на друга, эффект которого при расчете по трещиностойкости необходимо учитывать отдельно, так же как и фактор сцепления арматуры с бетоном.

Образцы и схему проведения эксперимента для определения деформационного критерия на основе предельной растяжимости бетона предлагается выполнить следующим образом:

1. Для испытаний использовать стандартные разрывные машины, обеспечивающие возможность приложения растягивающего усилия в долях от предельного усилия, воспринимаемого бетоном без учета арматуры, например по 20 % или меньше, последующего его увеличения до предела текучести арматуры также с шагом 20 % и дальнейшего ее разрыва.
2. Подготовить железобетонные призмы из заводского тяжелого бетона сечением 100×100 мм с установленным по центру сечения арматурным стержнем, выступающим за грани призмы на ~ 50 мм (или меньше в зависимости от возможности крепления в разрывной машине).
3. Высоту призмы принять максимальной из расчета возможности установки образцов в разрывную машину и их удлинения в процессе испытания, т.е. чем больше длина образцов, тем лучше, но не менее 500 мм.
4. Варьировать классы тяжелого бетона по прочности на сжатие (не менее трех: В25, В30, В35), классы (А240, А400, А500 — два вида профилей) и диаметры (не менее четырех: 12, 16, 20, 25 мм) арматуры.
5. Усилие растяжения на арматуру передавать с выдержкой по времени не менее 10 мин, и отдельно в каждой группе образцов подготовить дополнительную призму, в которой усилие растяжения будет возрастать сразу до предела текучести арматуры — для грубой оценки влияния скорости нагружения на расстояние между нормальными трещинами.
6. Боковую поверхность бетона обработать специальным составом белого цвета для упрощения фиксации образования нормальных трещин.
7. По мере нагружения отслеживать и фиксировать ширину раскрытия трещин в момент увеличения растягивающего усилия и после его выдержки по времени с помощью электронного микроскопа.

8. Для подтверждения невозможности развития в бетоне каких-либо заметных пластических деформаций при растяжении необходимо дополнительно в каждой группе образцов подготовить призму, по середине которой будет предусмотрен обрыв арматуры, т.е. заложены два арматурных стержня, не связанных между собой.

Понятно, что предложенная программа экспериментов является предварительной и не может учитывать всего многообразия типов бетона и его заполнителей, видов арматуры и других нюансов, но для широкого класса изгибаемых железобетонных конструкций она является весьма актуальной.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

В статье [17] для определения расстояния между нормальными трещинами рассмотрена консольная железобетонная балка с несимметричным армированием и сосредоточенной внешней силой на свободном конце, равной $P = 60$ кН, в связи с чем, очевидно, что при неизменных параметрах армирования и габаритах поперечного сечения новые нормальные трещины будут образовываться с постоянным по длине балки шагом по мере увеличения внешней нагрузки ΔP , поскольку в формуле (8) для следующего этапа нагружения искомая величина l_1 в левой части выражения заменяется на расстояние от свободного конца балки до следующей нормальной трещины l_2 , а длина пролета балки l в числителе правой части выражения (8) заменяется на расстояние от свободного конца балки до предыдущей нормальной трещины l_1 .

При замене сосредоточенной внешней силы на свободном конце консольной балки на эквивалентную с точки зрения максимального изгибающего момента в заделке равномерно распределенную нагрузку $M = Pl = q_{\text{экр}} l^2 / 2 \rightarrow q_{\text{экр}} = 2P / l = 2 \cdot 60 / 3 = 40$ кН/м получим:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{red} = \varepsilon_{br0} &= \frac{1}{l-l_1} \int_{l_1}^l \frac{\sigma_{bt,crc}}{E_{bt}} dL = \frac{1}{l-l_1} \int_{l_1}^l \frac{M_{crc} \cdot y_t}{E_{bt} \cdot I_{red}} dL = \\ &= \frac{q_2 \cdot y_t}{2(l-l_1) E_{bt} \cdot I_{red}} \int_{l_1}^l L^2 dL = \frac{q_2 \cdot y_t}{2(l-l_1) E_{bt} \cdot I_{red}} \cdot \frac{L^3}{3} \Big|_{l_1}^l = \frac{q_2 \cdot y_t}{2(l-l_1) \cdot E_{bt} \cdot I_{red}} \cdot \frac{l^3 - l_1^3}{3} = \\ &= \frac{q_2 \cdot y_t (l^2 + l \cdot l_1 + l_1^2)}{6 \cdot E_{bt} \cdot I_{red}} = \frac{M_{crc} \cdot y_t (l^2 + l \cdot l_1 + l_1^2)}{3 \cdot E_{bt} \cdot I_{red} \cdot l_1^2}, \end{aligned} \quad (1)$$

где $\sigma_{bt,crc} = M_{crc} \cdot y_t / I_{red}$ — нормальные растягивающие напряжения на грани балки в момент образования нормальных трещин;

$M_{crc} = q_2 \cdot L^2 / 2$ — изгибающий момент при образовании второй трещины;

y_t — расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного нормального сечения до появления трещин;

I_{red} — момент инерции приведенного нормального сечения до появления трещин относительно центральной оси, перпендикулярной плоскости изгиба;

E_{bt} — начальный модуль упругости бетона;

$q_2 = q_{crc} + \Delta q = 2M_{crc} / l_1^2$ — внешняя равномерно распределенная нагрузка по длине консоли при образовании второй трещины;

q_{crc} — внешняя равномерно распределенная нагрузка по длине консоли при образовании первой трещины;

Δq — приращение внешней равномерно распределенной нагрузки по длине консоли, необходимое для образования второй трещины;

L — длина пролета консольной балки или расстояние от свободного конца до первой нормальной трещины (в данном случае в заделке);

l_1 — расстояние от свободного конца до второй нормальной трещины.

С учетом полученного выражения (1) для нахождения расстояния до второй нормальной трещины требуется решить квадратное уравнение относительно l_1 , в котором только положительный корень будет удовлетворять физическому смыслу решаемой задачи:

$$(M_{crc} \cdot y_t - 3 \cdot E_{bt} \cdot I_{red} \cdot \varepsilon_{bt0}) \cdot l_1^2 + M_{crc} \cdot y_t \cdot l \cdot l_1 + M_{crc} \cdot y_t \cdot l^2 = 0; \quad (2)$$

$$l_1 = \frac{-M_{crc} \cdot y_t \cdot l + \sqrt{(M_{crc} \cdot y_t \cdot l)^2 - 4(M_{crc} \cdot y_t - 3 \cdot E_{bt} \cdot I_{red} \cdot \varepsilon_{bt0}) M_{crc} \cdot y_t \cdot l^2}}{2(M_{crc} \cdot y_t - 3 \cdot E_{bt} \cdot I_{red} \cdot \varepsilon_{bt0})} =$$

$$= \frac{l \cdot \left(\sqrt{12 \cdot E_{bt} \cdot I_{red} \cdot \varepsilon_{bt0} \cdot M_{crc} \cdot y_t - 3(M_{crc} \cdot y_t)^2} - M_{crc} \cdot y_t \right)}{2(M_{crc} \cdot y_t - 3 \cdot E_{bt} \cdot I_{red} \cdot \varepsilon_{bt0})}; \quad (3)$$

$$l_s = l - l_1. \quad (4)$$

Несмотря на то, что при действии равномерно распределенной нагрузки величина изгибающего момента квадратично зависит от соответствующей длины балки, расстояние от свободного конца консоли до второй нормальной трещины снова, как и в формуле (8) статьи [17], линейно зависит от рассматриваемой длины балки, и шаг следующих нормальных трещин по мере нагружения будет постоянным при неизменных параметрах армирования и габаритах поперечного сечения. Очевидно, что неоднородное строение бетона и наличие слабых мест по длине балки может привести к нарушению полученных теоретически зависимостей, но это не должно помешать получить удовлетворительную картину трещинообразования, необходимую для формирования расчетной модели балки с нормальными трещинами и выполнения квазилинейно-ступенчатого расчета согласно [19]. Кроме того, важно также отметить, что по мере образования следующих нормальных трещин могут появляться новые между уже существующими в связи с продолжением нагружения балки и наличием сцепления арматуры с бетоном.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Деформационный критерий для определения расстояния между нормальными трещинами в железобетонных балках на основе предельной растяжимости бетона позволяет исключить противоречия и неопределенность в классическом описании механизма их образования.

Дальнейшие теоретические исследования, рассматривающие различные варианты граничных условий и характера нагружения железобетонных балок, совместно с проведением предложенных выше экспериментов позволят заложить фундамент для нового подраздела *механики железобетона — механики стержневых железобетонных элементов с нормальными трещинами*.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мурашев В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона (Основы сопротивления железобетона). М. : Изд. мин. строит. предприятий машиностроения, 1950. 268 с.
2. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М. : Госстройиздат, 1949. 280 с.
3. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М. : Госстройиздат, 1962. 95 с.
4. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М. : Стройиздат, 1978. 316 с.
5. Арутюнян Н.Х., Зевин А.А. Расчет строительных конструкций с учетом ползучести. М. : Стройиздат, 1988. 256 с.

6. Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. Издание второе. М. : Высшая школа, 1968. 512 с.
7. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М. : Стройиздат, 1996. 413 с.
8. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. М. : НИИЖБ, 1987. С. 4–24.
9. Карпенко С.Н. О построении связей между приращениями напряжений и деформаций на основе различных диаграмм // Вестник гражданских инженеров. 2010. № 1. С. 60–63.
10. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Парфенов С.Г., Андрян К.Р. Развитие метода расчета железобетонных конструкций по образованию и раскрытию нормальных трещин // Железобетонные конструкции. 2023. № 4 (4). С. 20–31. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.20-31
11. Моргунов М.В., Людкевич А.А. Исследование трещинообразования в железобетонных конструкциях при помощи нормируемых деформационных моделей // Железобетонные конструкции. 2023. № 3 (3). С. 20–31. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.20-31
12. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. Совершенствование методики расчета изгибаемых железобетонных элементов без предварительного напряжения по образованию нормальных трещин // Строительные материалы. 2013. № 6. С. 54–55.
13. Соколов Б.С., Радайкин О.В. К расчету прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учетом совместного действия изгибающих моментов и перерывающих сил с использованием нелинейной деформационной модели // Известия КГАСУ. 2014. № 4. С. 37–45.
14. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Трекин Д.Н. Расчет по образованию нормальных трещин в изгибаемых элементах на основе деформационной модели // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия / под ред. А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. 2016. С. 448–453.
15. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Соседов К.Е. Реализация нелинейной деформационной модели при расчете прочности нормальных сечений // Лолейтовские чтения-150 / под редакцией А.Г. Тамразяна. 2018. С. 467–475.
16. Пекин Д.А. Нелинейные расчеты и «перераспределение» усилий в защемленной железобетонной балке при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 8. С. 41–47.
17. Пекин Д.А. Совершенствование методики расчета базового расстояния между нормальными трещинами в изгибаемых железобетонных элементах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 12. С. 10–15.
18. Пекин Д.А. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с нормальными трещинами при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 9. С. 59–67.
19. Пекин Д.А. Механика железобетонных балок с нормальными трещинами при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 10. С. 12–23.

REFERENCES

1. Murashev V.I. *Crack resistance, rigidity and strength of reinforced concrete (Fundamentals of resistance of reinforced concrete)*. Moscow, Publ. of the Ministry of Construction of Machine-Building Enterprises, 1950; 268. (in Russian).
2. Gvozdev A.A. *Calculation of the bearing capacity of structures using the limit equilibrium method*. Moscow, Gosstroyizdat, 1949; 280. (in Russian).
3. Berg O.Ya. *Physical foundations of the theory of strength of concrete and reinforced concrete*. Moscow, Gosstroyizdat, 1962; 95. (in Russian).
4. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. *Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete*. Moscow, Stroyizdat, 1978; 316. (in Russian).
5. Arutyunyan N.Kh., Zevin A.A. *Calculation of building structures taking into account creep*. Moscow, Stroyizdat, 1988; 256. (in Russian).
6. Bezukhov N.I. *Fundamentals of the Theory of Elasticity, Plasticity and Creep. Second Edition*. Moscow, Higher School, 1968; 512. (in Russian).
7. Karpenko N.I. *General models of reinforced concrete mechanics*. Moscow, Stroyizdat, 1996; 413. (in Russian).

8. Karpenko N.I., Mukhamediyev T.A., Sapozhnikov M.A. On the development of a calculation method for rod elements based on material deformation diagrams. *Improving the methods for calculating statically indeterminate reinforced concrete structures*. Moscow, Research Institute of Reinforced Concrete, 1987; 4-24. (in Russian).
9. Karpenko S.N. On the construction of relationships between increments of stresses and deformations based on various diagrams. *Bulletin of Civil Engineers*. 2010; 1:60-63. (in Russian).
10. Trekin N.N., Kodysh E.N., Parfenov S.G., Andrian K.R. Development of the Method for Calculation of Reinforced Concrete Structures on the Formation and Opening of Normal Cracks. *Reinforced concrete structures*. 2023; 4(4):20-31. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.20-31 (in Russian).
11. Morgunov M.V., Lyudkevich A.A. Investigation of Cracking in Reinforced Concrete Structures by Means of Standardized Deformation Models. *Reinforced concrete structures*. 2023; 3(3):20-31. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.20-31 (in Russian).
12. Karpenko N.I., Sokolov B.S., Radaykin O.V. Improvement of the calculation method for bending reinforced concrete elements without prestressing by the formation of normal cracks. *Construction materials*. 2013; 6:54-55. (in Russian).
13. Sokolov B.S., Radaykin O.V. On the calculation of deflections of bending reinforced concrete elements taking into account the combined action of bending moments and breaking forces using a nonlinear deformation model. *Izvestia KGASU*. 2014; 4:37-45. (in Russian).
14. Trekin N.N., Kodysh E.N., Trekin D.N. Calculation of normal crack formation in bending elements based on a deformation model. *Modern problems of calculation of reinforced concrete structures, buildings and facilities for emergency impacts*. Ed. by A.G. Tamrazyan, D.G. Kopanitsa. 2016; 448-453. (in Russian).
15. Trekin N.N., Kodysh E.N., Sosedov K.E. Implementation of a nonlinear deformation model in calculating the strength of normal sections. *Loleytovskie readings-150*. Ed. by A.G. Tamrazyan. 2018; 467-475. (in Russian).
16. Pekin D.A. Nonlinear Calculations and “Redistribution” of Forces in a Fixed-Ended Reinforced Concrete Beam Under Plane Bending (In the Order of Discussion). *Industrial and Civil Engineering*. 2024; 8:41–47. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.08.41-47 (in Russian).
17. Pekin D.A. Improving the Method for Calculating the Distance Between Normal Cracks in Bent Reinforced Concrete Elements. *Industrial and Civil Engineering*. 2022; 12:10-15. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.12.10-15 (in Russian).
18. Pekin D.A. Stages of Stress-Strain State of Reinforced Concrete Beams With Normal Cracks Under Plane Bending. *Industrial and Civil Engineering*. 2024; 9:59-67. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.09.59-67 (in Russian).
19. Pekin D.A. Mechanics of Reinforced Concrete Beams With Normal Cracks Under Flat Bending. *Industrial and Civil Engineering*. 2024; 10:12-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.10.12-23 (in Russian).



УДК 624.3

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.4.44-53

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Деформирование бетона раннего замораживания при оценке НДС железобетонных конструкций

Д.С. Дехтерев^{1,2*}, Д.В. Елифантьев¹

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

² Ярославский государственный технический университет, Ярославль, Российская Федерация

* 9201177874@mail.ru

Ключевые слова: раннее замораживание, нелинейная деформационная модель, диаграмма деформирования, образцы-кубы, критическая прочность бетона

История статьи

Поступила в редакцию: 30.10.2024

Доработана: 05.11.2024

Принята к публикации: 07.11.2024

Для цитирования

Дехтерев Д.С., Елифантьев Д.В. Деформирование бетона раннего замораживания при оценке НДС железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8. № 4. С. 44–53.

Аннотация. При производстве работ по бетонированию конструкций в условиях отрицательных температур часто возникает ситуация, при которой нарушена технология прогрева бетонной смеси при ее схватывании и твердении. Принято указывать в проекте минимальную (критическую) прочность бетона перед его замораживанием для обеспечения набора прочности до марочных показателей. Низкая прочность бетона к моменту замораживания является основанием для демонтажа конструкции или ее усиления. Как следствие — снижение рентабельности строительства и увеличение сроков производства работ. В работе приведена методика построения диаграммы деформирования образцов бетона после раннего замораживания бетонной смеси с целью использования ее при оценке НДС конструкций с низкой прочностью. Для оценки влияния сроков раннего замораживания на конечную прочность бетона и построения деформационных кривых проведены испытания на сжатие образцов-кубов с ребром 100 мм с различным сроком выдерживания бетона перед его замораживанием. Приведена методика учета полученных деформационных кривых для оценки НДС конструкций на основе нелинейной деформационной модели. Подготовлена исходная информация для разработки программы расчета НДС по полученной методике. Полученные результаты позволяют выполнять оценку технического состояния конструкций после раннего замораживания бетонной смеси с учетом измененных деформационных характеристик бетона участков с ранним замораживанием бетонной смеси.

Денис Сергеевич Дехтерев, кандидат технических наук, доцент кафедры Железобетонные и каменные конструкции, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; доцент кафедры Строительство зданий и сооружений, Ярославский государственный технический университет, 150999, г. Ярославль, Московский пр-т, д. 88; eLIBRARY SPIN-код: 2324-3558, Scopus: 57204418740, ORCID: 0000-0002-8297-8955, E-mail: 9201177874@mail.ru

Дмитрий Владимирович Елифантьев, преподаватель кафедры Железобетонные и каменные конструкции, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; E-mail: gbk@mgsu.ru

© Дехтерев Д.С., Елифантьев Д.В., 2024



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

Deformation of Early Freezing Concrete in the Assessment Stress-Strain State of Reinforced Concrete Structures

D.S. Dekhterev^{1,2*}, D.V. Elifantiev¹

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

² Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russian Federation

* 9201177874@mail.ru

Keywords: early freezing, nonlinear deformation model, stress-strain diagram, cube specimens, critical strength of concrete

Article history

Received: 30.10.2024

Revised: 05.11.2024

Accepted: 07.11.2024

For citation

Dekhterev D.S., Elifantiev D.V. Deformation of Early Freezing Concrete in the Assessment Stress-Strain State of Reinforced Concrete Structures. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 4(8):44-53.

Abstract. When performing concreting works for structures in sub-zero temperatures, a situation often arises in which the technology of heating the concrete mix during its setting and hardening is violated. It is customary to specify in the project the minimum (critical) strength of concrete before its freezing to ensure the strength gain to the brand indicators. Low strength of concrete at the time of freezing is the basis for dismantling the structure or reinforcing it. As a result — a decrease in the profitability of construction and an increase in the terms of production works. The paper presents a technique for constructing a deformation diagram of concrete samples after early freezing of the concrete mix in order to use it to assess the stress-strain state of structures with low strength. To assess the effect of early freezing times on the final strength of concrete and to plot deformation curves, compression tests were carried out on cube samples with an edge of 100 mm with different periods of curing of concrete before its freezing. A technique is presented for taking into account the obtained deformation curves for assessing the stress-strain state of structures based on a nonlinear deformation model. Initial information has been prepared for developing a program for calculating the SSS using the obtained methodology. The results obtained allow for assessing the technical condition of structures after early freezing of the concrete mix, taking into account the changed deformation characteristics of concrete in areas with early freezing of the concrete mix.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальной задачей монолитного домостроения, способствующего экономическому развитию Российской Федерации, является совершенствование методов зимнего бетонирования. Как правило, укладка бетонной смеси в зимний период выполняется с прогревом, что сопровождается повышенными энергозатратами. Возможность производства бетонных работ в условиях длительного периода отрицательных температур без использования электропрогрева или с его ограниченным применением — важный вопрос развития отрасли.

Согласно действующим нормам, возможно замораживание бетона до достижения им марочной прочности, однако прочность бетона к моменту замораживания не должна быть меньше минимально допустимой. Нарушение данного требования приводит к снижению конечной прочности бетона в конструкции, снижению ее несущей способности и надежности [1, 2]. На строительной площадке выполнение данного требования достигается, как правило, путем прогрева бетонной смеси до набора бетоном минимально необходимой прочности.

Denis S. Dekhterev, Candidate of Technical Sciences, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Associate Professor, Department of Building and Structures Construction, Yaroslavl State Technical University, 88 Moskovsky Prospekt, Yaroslavl, 150999, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2324-3558, Scopus: 57204418740, ORCID: 0000-0002-8297-8955, E-mail: 9201177874@mail.ru

Dmitry V. Elifantiev, Lecturer, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, E-mail: gbk@mgsu.ru

Для массивных конструкций применяется метод «термоса», заключающийся в теплоизоляции конструкции и подогреве бетонной смеси перед ее укладкой [3, 4]. Дальнейшее развитие технологий монолитного домостроения является актуальной задачей, позволяющей экономить строительные ресурсы и минимизировать сроки строительства зданий.

В условиях строительной площадки трудно, а иногда и невозможно, обеспечить правильный уход за бетоном в зимний период. Часто возникает ситуация, при которой набор прочности бетона в условиях отрицательных температур обеспечивается только электропрогревом, а при отсутствии резервирования электроснабжения, нарушениях при устройстве греющих контуров электропрогрева, неправильном подборе трансформатора станция прогрева может выйти из строя. В этом случае бетонная смесь замерзает до набора критической прочности и конечная прочность бетона неизвестна. Твердение бетона в условиях отрицательных температур крайне медленное и к моменту набора бетоном конечной прочности в здании может быть устроено несколько новых этажей. Это приводит к сложному вопросу демонтажа или усиления железобетонной конструкции на участках с ранним замораживанием, расположенных внутри каркаса здания, с соответствующим повышением сроков и себестоимости строительства.

Начиная с 1930 гг. проводились активные разработки современных методов бетонирования в зимний период времени, что было обусловлено высокими объемами строительно-монтажных работ в этот период. Первые объекты с железобетонным каркасом в этот период возводились с устройством «тепляков», что требовало значительных энергозатрат. Позднее стал активно внедряться метод «термоса» с применением предварительно прогретых материалов. Над развитием методов зимнего бетонирования трудились ведущие научные организации страны: ГИС, ЦНИПС, НИИЖБ, ЦНИИОМТП, ЦНИИСК и др. В 1934 г. Б.Г. Скрамтаевым и В.С. Лукьяновым были предложены способы расчета скорости охлаждения бетона в конструкциях. Внедрение электропрогрева при бетонировании конструкций началось уже в послевоенный период. А.С. Арбеньевым в 1962 г. был предложен метод предварительного электроразогрева бетонной смеси до температуры 60–80 °С.

Наибольшее развитие технология зимнего бетонирования получила в работах С.А. Миронова [5]. По результатам его работы установлено, что при замерзании бетонной смеси образуются те же продукты гидратации, что и при нормальном твердении, только с более дисперсной структурой. Он определил критический возраст бетона (7 суток нормального твердения), при котором конечная прочность бетона не получит существенного снижения. Исследованием раннего замораживания бетона занимались В.Н. Сизов, К.М. Мозголёв, С.Г. Головнёв, О.С. Иванова, Метина Хусем (Metin Husem), Сергата Гозуток (Serhat Gozutok), Рональд Барг (Ronald G. Burg), Н.А. Кудайбергенова, Ш.М. Рахимбаев, И.В. Хомякова, В.Н. Ярмаковский, О.В. Тараканов, А.Г. Тамразян, А.Х. Байбурин [6–27] и др. Также имеются исследования, подтверждающие, что раннее замораживание бетона не приводит к снижению его прочности. Большинство работ связано с изучением структуры бетона, оценкой влияния раннего замораживания на его конечную прочность. Недостаточно исследованы вопросы, связанные с определением расчетных характеристик бетона после раннего замораживания. Разработка методики расчета конструкции из бетона с пониженными прочностными и деформационными характеристиками является актуальной задачей, способствующей снижению сроков строительства и повышению его эффективности.

МЕТОД

Оценка влияния раннего замораживания на прочностные и деформационные свойства бетона проводилась при испытании образцов-кубов бетона с ребром 100 мм. Испытание выполнено на гидравлическом прессе ПГМ-500 МГ4. Всего было изготовлено и испытано 22 бетонных образца из бетона класса В25. Для построения кривой деформирования к образцам

была закреплена металлическая траверса с установленными датчиками часового типа с точностью измерений 0,001 мм (рис. 1).



Рис. 1. Стальная траверса для закрепления индикаторов часового типа на бетонном образце
Fig. 1. Steel crossbeam for fixing clock-type indicators on a concrete specimen

Базовый состав тяжелого бетона был подобран с использованием следующих компонентов:

- мелкий заполнитель — песок: $M_{кр} = 2,01$; $\rho_{нас} = 1650 \text{ кг/м}^3$; $\rho_{ист} = 2600 \text{ кг/м}^3$;
- крупный заполнитель — щебень: $\rho_{нас} = 1400 \text{ кг/м}^3$; $\rho_{ист} = 2590 \text{ кг/м}^3$; фракция 5–20 мм;
- вяжущее — портландцемент: $\rho_{нас} = 1150 \text{ кг/м}^3$; $\rho_{ист} = 3150 \text{ кг/м}^3$; $R_c = 42,5 \text{ МПа}$ (активность).

Расход материалов на один лабораторный образец составил: Ц = 0,357 кг; В = 0,20 кг; Щ = 1,17 кг; П = 0,613 кг.

Замораживание бетонных образцов после заливки проводилось через 4, 8, 12, 24, 48, 72, 96, 120, 144 ч выдерживания в камере нормального твердения (рис. 2). Для замораживания образцы бетона помещались в морозильную камеру на 24 ч с температурой $-24 \text{ }^\circ\text{C}$. После оттаивания в течение 1 суток образцы помещались в пропарочную камеру на 6 суток, после чего проводилось испытание на сжатие с целью определения конечной прочности бетона.

По отдельной методике проведено замораживание образцов бетона непосредственно после заливки, для чего использовались охлажденные компоненты бетонной смеси и замороженные до температуры $-24 \text{ }^\circ\text{C}$ формы для заливки. Таким образом моделировалась ситуация, когда укладка бетонной смеси на объекте проводится в условиях отрицательных температур в замороженную опалубку с использованием сильно охлажденной бетонной смеси. В морозильной камере для ускорения замораживания такой бетонной смеси применен дополнительный обдув, имитирующий реальные производственные условия строительной площадки в зимний период времени. Сравнение результатов испытания образцов бетона с ранним замораживанием проводилось с образцами без замораживания, для определения конечной прочности которых они также помещались в пропарочную камеру через 14 суток нормального твердения.

В ходе испытания для построения диаграммы деформирования фиксировались отсчеты по индикаторам и бесконтактное измерение деформаций по предварительно нанесенным на образец маркам. Индикаторы часового типа и камеры с высоким разрешением устанавливались по трем сторонам образца с целью определения средних значений деформаций.



Рис. 2. Образцы в камере нормального твердения
Fig. 2. Specimens in the normal curing chamber

Полученные диаграммы деформирования бетона использованы для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций по нелинейной деформационной модели согласно п. 8.1.20 СП 63.13330.2018. В этом случае условия равновесия сечения записываются в виде:

$$\begin{aligned} M_x &= \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj}; \\ M_y &= \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj}; \\ N &= \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj}; \end{aligned} \quad (1)$$

Выражения для определения деформаций по сечению:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bi} &= \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{byi}; \\ \varepsilon_{sj} &= \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syj}; \end{aligned} \quad (2)$$

Зависимости, определяющие напряжения и деформации:

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= E_b \cdot \nu_{bi} \cdot \varepsilon_{bi}; \\ \sigma_{sj} &= E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}; \end{aligned} \quad (3)$$

Полученные экспериментальные кривые деформирования для бетона с ранним замораживанием использованы для определения коэффициентов приведения ν_{bi} . Приведенная модель является итерационной, и для ее применения нагрузка на образец должна задаваться ступенями. На каждой ступени нагрузки определяется распределение деформаций по сечению и вычисляются напряжения. В случае превышения предельно допустимых значений относительных деформаций в бетоне или арматуре участок сечения исключается из расчета:

$$\begin{aligned} |\varepsilon_{b,\max}| &\leq \varepsilon_{b,ult}; \\ \varepsilon_{s,\max} &\leq \varepsilon_{s,ult}, \end{aligned} \quad (4)$$

Расчет произвольного сечения по нелинейной деформационной модели с использованием экспериментальных кривых деформирования проводился по следующей методике:

1. Определяется требуемая деформационная кривая в зависимости от периода замораживания бетонной смеси согласно журналу бетонных работ на объекте.

2. Вычисляются значения момента M_x , M_y от нагрузки в исследуемом сечении расчетной модели конструкции.

3. Расчетное сечение разбивается на заданное число слоев, значение момента в сечении принимается как часть (1/10 или менее) от найденного по расчетной модели значения момента для моделирования итерационного процесса нагружения.

4. Для первого шага нагружения в каждом слое сечения проводится вычисление кривизны и деформаций по формулам (2) с использованием коэффициентов приведения ν_{bi} , найденных из анализа деформационных кривых по формулам (3).

5. В случае превышения предельных деформаций растянутого бетона в слое фиксируется образование трещины и слой исключается из расчета на следующем шаге нагружения.

6. Далее проводятся аналогичные вычисления для второго и последующего шага нагружения. На каждом шаге проводится повторное вычисление коэффициентов приведения, кривизны и деформаций в сечении. В случае превышения предельных деформаций сжатого бетона или предельных деформаций арматуры на растяжение фиксируется разрушение сечения конструкции. Если разрушение произошло до выполнения последнего шага нагружения, то в расчетном сечении конструкции выявлен дефицит несущей способности вследствие раннего замораживания бетонной смеси.

Для автоматической реализации предложенного алгоритма разработана программа NDM 2.1 с использованием языка программирования VBA и встроенной математической библиотеки функций MS EXCEL (рис. 3). С целью упрощения расчета сечение разбивалось на горизонтальные полосы и расчет сечения проводился из условия вертикальной симметрии напряжений и деформаций.

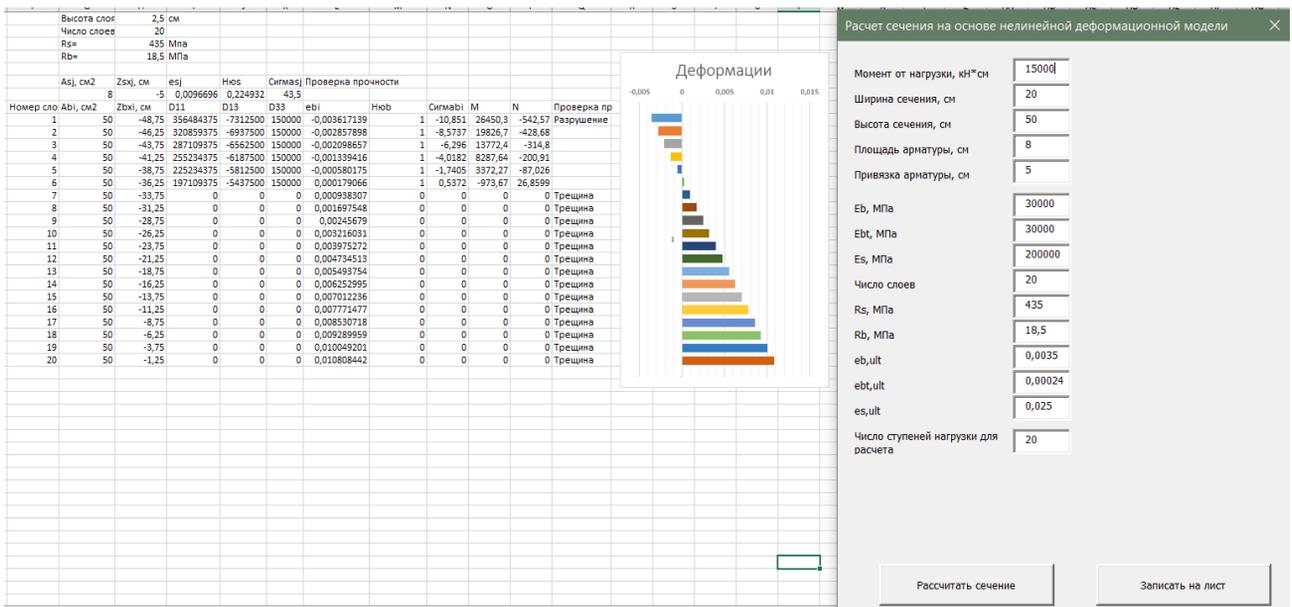


Рис. 3. Рабочее окно программы NDM 2.1 с формой ввода исходных данных

Fig. 3. Working window of the NDM 2.1 program with the form of input data entry

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам испытания образцов после раннего замораживания получены следующие данные конечной прочности бетона (таблица).

Результаты испытаний образцов на сжатие
Results of compression tests on specimens

Номер образца Specimen	Количество времени с момента заливки до замораживания, ч Amount of time from pouring to freezing, hr	Разрушающая нагрузка, кН Failure load, kN	Прочность на сжатие, МПа Compressive strength, MPa
КК	–	354,6	33,7
		344,3	32,7
БК0	0	172,4	16,4
		148,6	14,1
БК4	4	313,0	29,73
		281,7	26,76
БК8	8	317,4	30,16
		308,6	29,31
БК12	12	332,3	31,57
		373,8	35,51
БК24	24	275,3	26,15
		332,2	31,56
БК48	48	361,4	34,34
		319,1	30,32
БК72	72	347,6	33,02
		385,5	36,62
БК96	96	343,5	32,63
		330,3	31,38
БК120	120	358,8	34,08
		336,8	31,99
БК144	144	312,2	29,56
		318,8	30,28

По результатам испытания образцов построены экспериментальные кривые деформирования бетона (рис. 4).

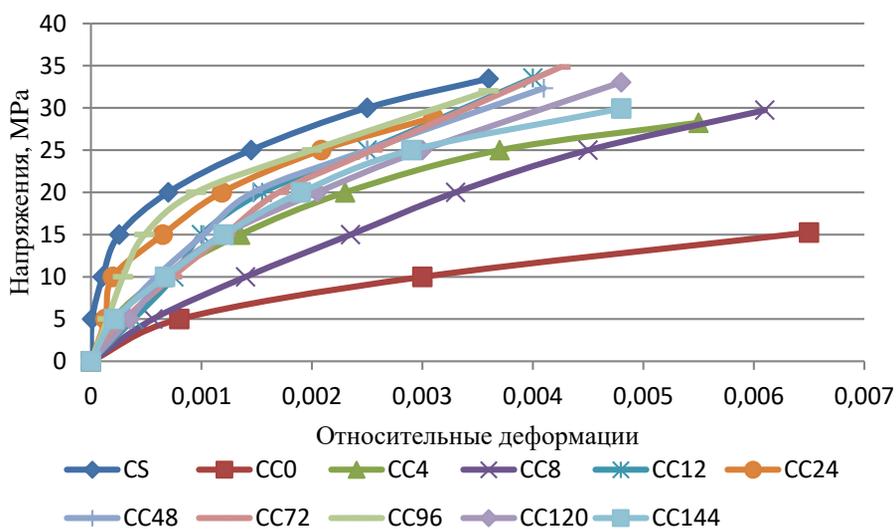


Рис. 4. Экспериментальные деформационные кривые по результатам испытания опытных образцов

Fig. 4. Experimental deformation curves based on the test results of prototypes

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании результатов испытания образцов бетона на сжатие установлено, что несмотря на ранние сроки замораживания существенного снижения конечной прочности образцов не произошло. Наибольшее снижение зафиксировано для образцов СС4 — 15 % и СС24 — 13 % от образцов, твердеющих в нормальных условиях. Часть образцов показала повышенную прочность по сравнению с образцами, твердеющими в нормальных условиях. И только образцы, помещенные в морозильную камеру непосредственно после заливки, показали существенное снижение прочности на сжатие (более 50 %). Для этих образцов зафиксировано изменение геометрии образца (увеличение в объеме на 4 %), связанное с замерзанием воды в бетонной смеси. После оттаивания бетонная смесь образца по-прежнему имела нулевую прочность, поэтому образцы более суток после оттаивания выдерживались в формах.

По результатам исследований раннего замораживания образцов можно сделать выводы, что критическая прочность бетона, указанная в нормативной документации, имеет ограниченное значение на конечную прочность бетона. Важно обеспечить схватывание бетона до его заморзания, выполнив его укрытие непосредственно после заливки, а также обеспечить положительную температуру опалубки при заливке или сразу после нее, не допуская заливки охлажденной бетонной смеси в опалубку с отрицательной температурой. При нарушении данного правила происходит замерзание бетона в месте контакта с опалубкой, что приводит к разрушению поверхностного слоя бетона при ее демонтаже и появлению характерной выщербленной поверхности конструкции. При укладке в зимний период холодной бетонной смеси происходит замерзание внешней части конструкции, контактирующей с холодным воздухом. При этом внутренние части конструкции к моменту заморзания успевают набрать прочность. В этом случае при обследовании технического состояния здания фиксируется существенное снижение поверхностной прочности конструкции, требующей проведения ремонтных мероприятий поверхности. Для исключения данного дефекта рекомендуется применение предварительно разогретых бетонных смесей.

В случае выявления раннего замораживания бетона возможно выполнить оценку НДС конструкции по нелинейной деформационной модели с учетом найденных деформационных кривых. Оценка проводится для выявления необходимости демонтажа или усиления железобетонной конструкции в кратчайшие сроки, не допуская длительного перерыва в бетонировании. Это позволяет сокращать сроки и себестоимость строительства, что положительно сказывается на развитии отрасли.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Dekhterev D.S.* Assessment of the reliability of bent reinforced concrete elements under corrosive effects // E3S Web of Conf. Volume 410, 2023 XXVI International Scientific Conference “Construction the Formation of Living Environment” (FORM-2023) Article Number 02029 Number of page(s) 8 Section Reliability of Buildings and Constructions. DOI: 10.1051/e3sconf/202341002029
2. *Дехтерев Д.С.* Аналитическая оценка весомости влияния конструкционных параметров стыков колонн каркасных зданий на надежность соединения // Строительство и реконструкция. 2019. № 2. С. 11–19. DOI: 10.33979/2073-7416-2019-82-2-11-19
3. *Дехтерев Д.С.* Критерии определения прочности бетона разрушающими методами по контрольным образцам // Перспективы науки. 2023. № 4 (163). С. 87–91.
4. *Дехтерев Д.С.* К оценке долговечности железобетонных конструкций на основе обследования инженерно-технического состояния зданий // Перспективы науки. 2022. № 5 (152). С. 78–81.
5. *Мионов С.А.* Теория и методы зимнего бетонирования. М. : Стройиздат, 1975. 404 с.
6. *Кудайбергенова Н.А., Чумадова Л.И., Ватин Н.И., Бакирова И.Г.и др.* Кинетика набора прочности бетона при раннем замораживании // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 2 (41). С. 7–17.

7. Сердюкова А.А., Рахимбаев Ш.М. Влияние отрицательных температур на твердение бетона // Бетон и железобетон. 2013. № 1. С. 52.
8. Попов В.М., Хомякова И.В. Особенности работы железобетонных конструкций в условиях замораживания и оттаивания // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2005. № 4. С. 241.
9. Карпенко Н.И., Ярмаковский В.Н., Карпенко С.Н., Кадиев Д.З. К диаграммам деформирования бетона под нагрузкой при действии температуры до -70 °С в зависимости от его структурно-технологических характеристик // Строительные материалы. 2018. № 6. С. 13–19.
10. Yarmakovskiy V.N. Strength and deformation characteristics of concrete at low temperatures // Beton i zhelezobeton. 1971. No. 10.
11. Istomin A.D. The work of central-stretched reinforced concrete elements at negative temperature // Izyestiya vuzov. Tehnologiya tekstilnoy promyshlennosti. 2017. No. 2. Pp. 141–144.
12. Leonovich S.N. Strength of structural concrete during cyclic freezing-thawing from the position of fracture mechanics. Brest : BrGTU, 2006. 379 p.
13. Jia-Bao Yan, Jian Xie. Behaviours of reinforced concrete beams under low temperatures // Construction and Building Materials (China). 2017. No. 141. Pp. 410–425.
14. Rostasy F.S., Wiedemann G. Stress-strain-behaviour of concrete at extremely low temperature // Cement and Concrete Research (USA). 1980. Vol. 10. Pp. 565–572.
15. Тараканов О.В., Белякова Е.А., Тараканова Е.О. Оценка влияния раннего замораживания на прочность цементно-песчаных растворов // Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. 2010. № 13. С. 110–117.
16. Cold Weather Concrete. TECHNICAL BULLETIN TB-01.06. W.R. Grace & Co.-Conn. 2006. Pp. 1–4.
17. Лагойда А.В. О массопереносе и замораживании бетона в раннем возрасте // Бетон и железобетон — избранные статьи. 1994. С. 7–10.
18. Cecconello I.V., Tutikian B. The influence of low temperature on the evolution of concrete strength // Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2012. Vol. 5. No. 1. Pp. 3–8.
19. Husem M., Gozutok S. The effects of low temperature curing on the compressive strength of ordinary and high-performance concrete // Construction and Building Materials. 2005. Vol. 19. Issue 1. Pp. 49–53.
20. Красовский П.С. Исследования свойств бетонов, твердевших при отрицательных температурах // НТ отчет. Хабаровск, 1988. 92 с.
21. Fu Y.Y. Experimental Study on Freeze Thaw Resistance Concrete // Advanced Materials Research. 2013. Vol. 830. Pp. 41–44.
22. Wang L.X., Shan X.T., Zhang Y.Q., Li Ch.Sh. и др. Experimental Study of Compression and Carbonation in Concrete Subjected to Freeze-Thaw Environment // Advanced Materials Research. 2014. Vol. 887–888. Pp. 814–818.
23. Тринкер А.Б. Зимнее бетонирование и работы в условиях вечной мерзлоты // Технологии бетонов. 2013. № 2 (79). С. 42–44.
24. Мозгалева К.М., Головнев С.Г. Особенности раннего замораживания самоуплотняющихся бетонов // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2012. № 38 (297). С. 43–45.
25. Румянцев Е.В., Соловьев В.Г., Байбурун А.Х. Исследование замерзания на прочность сцепления в бетонных швах при зимнем бетонировании // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2022. Т. 22. № 3. С. 61–70.
26. Тамразян А.Г. Исследование влияния местной низкой прочности бетона на несущую способность изгибаемых железобетонных балок // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 3–14.
27. Каприелов С.С., Гольденберг А.Л., Тамразян А.Г. О самозалечивании высокопрочного бетона, подвергнутого деструкции при циклическом замораживании // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 5 (371). С. 56–61.

REFERENCES

1. Dekhterev D.S. Assessment of the reliability of bent reinforced concrete elements under corrosive effects. *E3S Web of Conf. Volume 410, 2023 XXVI International Scientific Conference "Construction the Formation of Living Environment" (FORM-2023) Article Number 02029 Number of page(s) 8 Section Reliability of Buildings and Constructions*. DOI: 10.1051/e3sconf/202341002029
2. Dekhterev D.S. Analiticheskaya otsenka vesomosti vliyaniya konstruktsionnykh parametrov stykov kolonn karasnykh zdaniy na nadezhnost' soyedineniya. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2019; 2:11-19. DOI: 10.33979/2073-7416-2019-82-2-11-19 (in Russian).
3. Dekhterev D.S. Kriterii opredeleniya prochnosti betona razrushayushchimi metodami po kontrol'nyim obraztsam. *Perspektivy nauki*. 2023; 4(163):87-91. (in Russian).
4. Dekhterev D.S. K otsenke dolgovechnosti zhelezobetonnykh konstruktsiy na osnove obsledovaniya inzhenerno-tekhnicheskogo sostoyaniya zdaniy. *Perspektivy nauki*. 2022; 5(152):78-81. (in Russian).
5. Mironov S.A. *Teoriya i metody zimnego betonirovaniya*. Moscow, Stroyizdat, 1975; 404. (in Russian).
6. Kudaybergenova N.A., Chumadova L.I., Vatin N.I., Bakirova I.G. et al. Kinetika nabora prochnosti betona pri rannem zamorazhivanii. *Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy*. 2015; 2(41):7-17. (in Russian).
7. Serdyukova A.A., Rakhimbayev Sh.M. Vliyaniye otritsatel'nykh temperatur na tverdeniye betona. *Beton i zhelezobeton*. 2013; 1:52. (in Russian).
8. Popov V.M., Khomyakova I.V. Osobennosti raboty zhelezobetonnykh konstruktsiy v usloviyakh zamorazhivaniya i ottaivaniya. *Gornyy informatsionno-analiticheskiy byulleten'*. 2005; 4:241. (in Russian).
9. Karpenko N.I., Yarmakovskiy V.N., Karpenko S.N., Kadiyev D.Z. K diagrammam deformirovaniya betona pod nagruzkoy pri deystvii temperatury do -70 °C v zavisimosti ot yego strukturno-tekhnologicheskikh kharakteristik. *Stroitel'nyye materialy*. 2018; 6:13-19. (in Russian).
10. Yarmakovskiy V.N. Strength and deformation characteristics of concrete at low temperatures. *Beton i zhelezobeton*. 1971; 10.
11. Istomin A.D. The work of central-stretched reinforced concrete elements at negative temperature. *Izvestiya vuzov. Tehnologiya tekstilnoy promyshlennosti*. 2017; 2:141–144.
12. Leonovich S.N. *Strength of structural concrete during cyclic freezing-thawing from the position of fracture mechanics*. Brest, BrGTU, 2006; 379.
13. Jia-Bao Yan, Jian Xie. Behaviours of reinforced concrete beams under low temperatures. *Construction and Building Materials (China)*. 2017; 141:410-425.
14. Rostasy F.S., Wiedemann G. Stress-strain-behaviour of concrete at extremely low temperature. *Cement and Concrete Research (USA)*. 1980; 10:565–572.
15. Tarakanov O.V., Belyakova Ye.A., Tarakanova Ye.O. Otsenka vliyaniya rannego zamorazhivaniya na prochnost' tsementno-peschanykh rastvorov. *Vestnik Volzhskogo regional'nogo otdeleniya Rossiyskoy akademii arkhitektury i stroitel'nykh nauk*. 2010; 13:110-117. (in Russian).
16. *Cold Weather Concrete*. TECHNICAL BULLETIN TB-01.06. W.R. Grace & Co.-Conn. 2006; 1-4.
17. Lagoyda A.V. O massopere nose i zamorazhivanii betona v rannem vozraste. *Beton i zhelezobeton — izbrannyye stat'i*. 1994; 7-10. (in Russian).
18. Ceconello I.V., Tutikian B. The influence of low temperature on the evolution of concrete strength. *Rev. IBRACON Estrut. Mater*. 2012; 5(1):3-8.
19. Husem M., Gozutok S. The effects of low temperature curing on the compressive strength of ordinary and high-performance concrete. *Construction and Building Materials*. 2005; 19(1):49-53.
20. Krasovskiy P.S. Issledovaniya svoystv betonov, tverdevshikh pri otritsatel'nykh temperaturakh. *NT otchet*. Khabarovsk, 1988; 92. (in Russian).
21. Fu Y.Y. Experimental Study on Freeze Thaw Resistance Concrete. *Advanced Materials Research*. 2013; 830:41-44.
22. Wang L.X., Shan X.T., Zhang Y.Q., Li Ch.Sh. et al. Experimental Study of Compression and Carbonation in Concrete Subjected to Freeze-Thaw Environment. *Advanced Materials Research*. 2014; 887-888:814-818.
23. Trinker A.B. Zimneye betonirovaniye i raboty v usloviyakh vechnoy merzloty. *Tekhnologii betonov*. 2013; 2(79):42-44. (in Russian).

24. Mozgalev K.M., Golovnev S.G. Osobennosti rannego zamorazhivaniya samouplotnyayushchikhsya betonov. *Vestnik Yuzhno-Ural'skogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2012; 38(297):43-45. (in Russian).

25. Rumyantsev Ye.V., Solov'yev V.G., Bayburin A.Kh. Issledovaniye zamerzaniya na prochnost' stsepleniya v betonnykh shvakh pri zimnem betonirovanii. *Vestnik Yuzhno-Ural'skogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2022; 22(3):61-70. (in Russian).

26. Tamrazyan A.G. Issledovaniye vliyaniya mestnoy nizkoy prochnosti betona na nesushchuyu sposobnost' iz-gibayemykh zhelezobetonnykh balok. *Zhelezobetonnyye konstruksii*. 2024; 5(1):3-14. (in Russian).

27. Kapriyelov S.S., Gol'denberg A.L., Tamrazyan A.G. O samozalechivanii vysokoprochnogo betona, podvergnutogo destruktzii pri tsiklicheskom zamorazhivanii. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Tekhnologiya tekstil'noy promyshlennosti*. 2017; 5(371):56-61. (in Russian).



УДК 69.04

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.4.55-69

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Прогнозирование прочности и контроль качества укладки монолитного бетона в конструкциях с несъемной опалубкой

Д.Н. Коротких^{1,2}, Д.Е. Капустин^{1,2*}¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация;*² *Акционерное общество «Институт «Оргэнергострой», Москва, Российская Федерация*

* kde90@bk.ru

Ключевые слова: армоопалубочный блок, несъемная опалубка, сталефибробетон, контроль качества, прогнозирование прочности

История статьи

Поступила в редакцию: 28.10.2024

Доработана: 15.11.2024

Принята к публикации: 17.11.2024

Для цитирования

Коротких Д.Н., Капустин Д.Е. Прогнозирование прочности и контроль качества укладки монолитного бетона в конструкциях с несъемной опалубкой // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 8. № 4. С. 55–69.

Аннотация. При возведении ряда сооружений атомных электростанций применяют сборно-монолитную технологию строительства с использованием армоопалубочных блоков, состоящих из арматурного каркаса и несъемной опалубки из сталефибробетона. Использование указанной технологии позволяет снизить время возведения объекта. В то же время возникает ряд проблем, связанных с оценкой прочности и контролем качества уложенного монолитного бетона, находящегося за несъемной опалубкой. Отсутствие прямого доступа к поверхности бетона не позволяет использовать стандартизированные неразрушающие методы оценки прочности. Дефекты монолитного бетона в виде каверн и пустот становятся скрытыми и требуется использование специализированных инструментальных методов. Для выбора оптимальной методики оценки прочности бетона и контроля качества его укладки выполнены экспериментальные исследования фрагмента армоопалубочного блока с уложенным монолитным бетоном. Установлено, что оптимальным способом контроля качества укладки является ультразвуковая томография, позволяющая выявить дефект за несъемной СФБ опалубкой, а также вести контроль параметров армирования. В результате апробации предложено использовать методы прогнозирования прочности бетона на основании температурно-временных зависимостей.

Prediction of Strength and Quality Control of Monolithic Concrete Laying in Structures with Permanent Formwork

D.N. Korotkih^{1,2}, D.E. Kapustin^{1,2*}¹ *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*² *Joint Stock Company "Institute Orgenergostroy" (JSC OES), Moscow, Russian Federation*

* kde90@bk.ru

Дмитрий Николаевич Коротких, доктор технических наук, заместитель руководителя ЦФО «Наука и технологии», Акционерное общество «Институт «Оргэнергострой» (АО ОЭС), 114115, г. Москва, Дербеневская набережная, д. 7, стр. 10; профессор кафедры Строительного материаловедения, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 6391-7829, Scopus: 57205435199, ResearcherID: R-9413-2018, ORCID: 0000-0002-5041-0847, E-mail: Korotkih.dmitry@gmail.com

Дмитрий Егорович Капустин, кандидат технических наук, доцент, руководитель ЦК «Технологии строительства», Акционерное общество «Институт «Оргэнергострой» (АО ОЭС), 114115, г. Москва, Дербеневская набережная, д. 7, стр. 10; доцент кафедры Железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 6645-1159, Scopus: 57204881560, ORCID: 0000-0002-6493-1301, E-mail: kde90@bk.ru

© Коротких Д.Н., Капустин Д.Е., 2024

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

Keywords: armour formwork block, permanent formwork, steel fiber concrete, quality control, strength prediction

Article history

Received: 28.10.2024

Revised: 15.11.2024

Accepted: 17.11.2024

For citation

Korotkih D.N., Kapustin D.E. Prediction of Strength and Quality Control of Monolithic Concrete Laying in Structures with Permanent Formwork. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 4(8):55-69.

Abstract. When erecting a number of nuclear power plant structures, a precast-monolithic construction technology is used using reinforced formwork blocks consisting of a reinforcing frame and permanent formwork made of steel fiber concrete. The use of this technology allows to reduce the time of construction of the facility. At the same time, a number of problems arise related to the strength assessment and quality control of the laid concrete located behind the permanent formwork. The lack of direct access to the concrete surface does not allow the use of standardized non-destructive strength assessment methods. Defects of mono-lithic concrete in the form of caverns and voids become hidden and the use of specialized instrumental methods is required. To select the optimal method for assessing the strength of concrete and quality control of its laying, experimental studies of a fragment of a reinforced formwork block with laid monolithic concrete were carried out. It was established that the optimal method of quality control of laying is ultrasonic tomography, which allows to detect a defect behind permanent SFRC formwork, as well as to control reinforcement parameters. As a result of testing, it was proposed to use methods of predicting concrete strength based on temperature-time dependencies.

ВВЕДЕНИЕ

Важной задачей при строительстве атомных электростанций (АЭС) является сокращение сроков возведения энергоблоков, что привело к необходимости развития сборно-монолитной технологии строительства, предусматривающей перенос большего объема строительных работ в заводские условия. Одним из направлений развития данной технологии является применение пространственных армоопалубочных блоков (АОБ), состоящих из арматурного каркаса с листами несъемной сталефибробетонной (СФБ) опалубки [1–3]. Изготовленные в заводских условиях АОБ доставляются на строительную площадку, монтируются в проектное положение и заполняются монолитным бетоном. В результате практически полностью исключают арматурные и опалубочные работы. Помимо снижения производственных трудозатрат на строительной площадке, характерных для сборного строительства [4], получают железобетонную конструкцию с высоким качеством лицевой поверхности, не требующей дополнительной обработки (рис. 1). После укладки в АОБ монолитного бетона и набора им прочности за счет его высокой адгезии к СФБ [2] получают конструкцию с комбинированным армированием, в которой листы опалубки выполняют роль несущего элемента. Для возможности учета СФБ опалубки в работе железобетонной конструкции был разработан и введен в действие ГОСТ Р 59964–2021 «Комбинированные железобетонные конструкции атомных станций с несъемной сталефибробетонной опалубкой. Расчет и конструирование». Успешное применение данной технологии при сооружении первого и второго блоков Курской АЭС-2 подтвердило ее эффективность.

В то же время использование несъемной опалубки сопряжено с проблемами оценки прочности и контроля состояния уложенного монолитного бетона, который находится за СФБ опалубкой. Для сооружений повышенного уровня ответственности, к которым относятся АЭС, данная проблема становится особенно актуальной как на стадии возведения (приемка готовой конструкции), так и на стадии эксплуатации (оценка износа конструкции, периодические обследования, продление остаточного ресурса) [5].

Dmitry N. Korotkih, Doctor of Technical Sciences, Deputy Head of the Central Office “Science and Technology”, Joint Stock Company “Institute Orgenergostroy”, 7 Derbenyevskaya naberezhnaya, p. 10, Moscow, 115114, Russian Federation; Professor, Department of Construction Materials Science, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN- code: 6391-7829, Scopus: 57205435199, Researcher ID: R-9413-2018, ORCID: 0000-0002-5041-0847, E-mail: Korotkih.dmitry@gmail.com

Dmitry E. Kapustin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of Competence Center “Construction technologies”, Joint Stock Company “Institute Orgenergostroy”, 7 Derbenyevskaya naberezhnaya, p. 10, Moscow, 115114, Russian Federation; Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU),



Рис. 1. Фрагмент помещения из АОБ

Fig. 1. Building made of reinforcement blocks

При приемке конструкций из монолитного бетона требуется оценка его фактической прочности, которую осуществляют методами неразрушающего контроля. Применение данных методов при наличии несъемной опалубки невозможно, поэтому требуется разработка иных подходов, позволяющих оценивать прочность бетона без прямого доступа к нему. В то же время при несоблюдении технологии ведения работ по укладке монолитного бетона или возникновении внештатных ситуаций (которые для строительного процесса исключить невозможно) высока вероятность образования дефектов в виде пустот, каверн и участков неуплотненного либо расслоившегося бетона. Все дефекты, в случае их возникновения, должны быть выявлены, локализованы и устранены.

При использовании инвентарной опалубки после ее демонтажа можно оценить качество выполненных работ на основании внешнего вида конструкции, так как большинство дефектов отображаются на внешней поверхности. Также доступ к поверхности бетона позволяет выполнить контроль прочности неразрушающими методами с учетом однородности. При использовании несъемной опалубки все дефекты монолитного бетона переходят в разряд «скрытых» и решить проблему можно только частично, усилив требования к операционному контролю технологических параметров. Однако, как показывает практика, данные подходы не всегда принимаются контролирующими государственными органами, и требуется экспертное подтверждение прочности бетона и отсутствия в нем дефектов.

Аналогичные проблемы при использовании несъемной опалубки и их решения отмечаются и в зарубежных проектах [6], где как один из способов решения предлагают использовать самоуплотняющиеся бетонные смеси и повысить контроль ведения работ. Однако данное решение не исключает необходимости подтверждения прочности бетона. Прочность неразрушающими методами может быть определена за счет устройства специальных окон в опалубке, которые закрывают инвентарными элементами на стадии бетонирования [7]. При определении прочности бетона методом отбора кернов устройство подобных окон не требуется, но объем последующих ремонтно-восстановительных работ окажется затратным. Прочность бетона является отображением качества укладки бетонной смеси — так при недостаточном уплотнении смеси за счет образования пор в структуре бетона его прочность будет снижаться. При этом наиболее перспективным способом прогнозирования прочности бетона в данном случае является использование температурно-временных зависимостей [8]. При описании температурно-временных зависимостей используют комплексный температурно-

временной параметр, называемый «зрелостью» (Maturity), который оценивают в градусах-часах или в градусах-сутках. Указанный метод лежит в основе ASTM C1074-19 (Методика оценки прочности бетона методом зрелости) и его аналогах и позволяет эффективно контролировать бетон конструкций, укладываемых в несъемной опалубке, когда нет прямого доступа к поверхности для осуществления неразрушающего контроля [9, 10].

Проверку отсутствия дефектов в монолитном бетоне АОБ можно выполнять различными методами, используемыми при обследовании строительных конструкций. Наиболее применимыми в этом случае являются методы дефектоскопии бетона с использованием сейсмических, ультразвуковых и радиоволн.

Наиболее доступным с точки зрения наличия стандартизированных методик и специального оборудования является метод ультразвукового прозвучивания с использованием стандартных приборов по ГОСТ 17624–2012 «Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности». В данном случае, поскольку СФБ несъемной опалубки обладает схожими с монолитным бетоном акустическими характеристиками, можно проводить беспрепятственные измерения [2]. При наличии дефектов либо зон неуплотненного бетона средняя скорость распространения ультразвукового импульса на заданной базе измерения становится ниже средней, что позволяет локализовать зону дефекта. При этом тип дефекта (пустота или неуплотненный бетон) определить невозможно, что потребует проведения контрольного бурения. В то же время применение указанного метода позволяет выполнять контроль прочности бетона по заранее установленной градуировочной зависимости [11]. Основным ограничением в данном случае при толщинах стен более 400 мм является мощность ультразвукового сигнала.

В настоящее время при обследовании широко используется ультразвуковой эхо-метод, основанный на способности отражения волн от границы сред (например, «бетон – воздух»). В Федеральный фонд средств измерения России внесен ряд приборов отечественного и зарубежного производства, реализующих данный метод дефектоскопии [12]. Основным недостатком данного метода являются высокие требования к квалификации оператора, способного распознавать и интерпретировать полученные результаты.

Известны случаи использования для контроля качества бетона буронабивных свай ультразвукового контроля по закладным трубкам [13]. В этом случае в бетонируемую конструкцию устанавливаются пустотообразователи в виде труб диаметром около 50 мм. После бетонирования трубы заполняют водой, и в них помещают ультразвуковые преобразователи — источник и приемник. Преобразователи двигаются параллельно и производят измерение времени распространения ультразвукового импульса. В случае наличия дефекта на данной отметке приведенное время распространения ультразвука окажется ниже его среднего значения. После проведения необходимых измерений трубки заполняют бетоном.

В последние годы растет число приборов дефектоскопии бетонов на основе метода радиолокационного зондирования. Приборы, основанные на классическом принципе радиолокации, называются георадарами. В настоящее время в Федеральный фонд средств измерения России внесен ряд георадаров отечественного и зарубежного производства [12]. С помощью георадиолокации можно определять дефекты бетонирования в теле конструкции — как каверны и полости, так и швы бетонирования [14–16]. Точность радиограммы позволяет даже определять параметры армирования. Основным недостатком данного метода, как и при использовании ультразвуковых томографов, являются высокие требования к квалификации оператора [17].

Известны менее распространенные методы контроля качества бетона с применением акустической эмиссии [18] и тепловизионной аппаратуры [19]. Метод акустической эмиссии в большей степени применим при испытании строительных конструкций или мониторинге, поэтому здесь особый интерес вызывает телевизионный метод контроля качества укладки бетона, разработанный для железобетонных конструкций со стальной облицовкой [6]. Суть мето-

да заключается в том, что при наборе прочности монолитным бетоном происходит его разогрев за счет реакции гидратации цемента. В случае наличия каверн и пустот за счет отсутствия тепловыделения будут возникать зоны пониженной температуры, что можно выявить с использованием тепловизионного оборудования на поверхности АОБ.

Следует отметить возможность использования сейсмоакустических методов для контроля прочности бетона и наличия в нем дефектов. Для решения задач, рассматриваемых в настоящей статье, следует выделить метод поверхностной волны [20], основанный на связи скорости волны с акустическими характеристиками материалов конструкций. Причем, если акустические характеристики материалов конструкций переменные по глубине от поверхности или конструкция имеет ограниченную толщину, то скорость поверхностной волны зависит от ее длины. Строя дисперсионные кривые (зависимости скорости волны от ее длины), можно решить обратную задачу и по дисперсионной кривой построить скоростной разрез конструкции, т.е. выявить наличие аномальных участков, характеризующихся наличием дефектов. Как отмечают разработчики (специалисты СПбГАСУ и 23 ГМПИ) [20], данный метод реализуется при одностороннем доступе и, за счет большой длины зондирующей волны, позволяет обследовать конструкции под покрытиями (штукатурка, металлоизоляция). Указанные преимущества являются ключевыми для конструкций АЭС с несъемной СФБ опалубкой, где сложно обеспечить двухсторонний доступ. Однако отсутствие нормативного обеспечения и доступной приборной базы значительно ограничивает возможность реализации указанного метода.

Анализ существующих методов контроля качества укладки монолитного бетона показал, что стандартизированная методика, применимая для конструкций с несъемной СФБ опалубкой, в настоящее время отсутствует. Описанные выше методики, помимо высоких требований к операторам, зачастую требуют применения специализированных приборов. Как правило, в результате измерений удается выявлять дефекты, обладающие значительными размерами. Для уточнения параметров дефекта требуется контрольное вскрытие.

Для оценки применимости методов прогнозирования прочности и контроля качества укладки бетона в конструкции с несъемной СФБ опалубкой были выполнены экспериментальные исследования. Для проведения исследований авторами были выбраны методы ультразвукового сквозного прозвучивания, ультразвуковой томографии и радиолокационного зондирования для поиска дефектов и апробирован метод прогнозирования прочности бетона по температурно-временным зависимостям.

МЕТОД

Экспериментальные исследования выполняли на фрагментах армоопалубочных блоков стен толщинами 400 и 800 мм, состоящих из двух СФБ листов несъемной опалубки толщиной 30 мм с размерами 400 × 1000 мм, объединенных за счет установки сквозных стяжек диаметром 16 мм (рис. 2). Аналогичные стяжки используются в реальных конструкциях, где после бетонирования выполняют функцию анкерных креплений под оборудование. Армирование фрагментов выполнено арматурными каркасами в виде сеток из стержней диаметром 25 мм с шагом 200 мм, расположенных на расстоянии 25 мм от внутренней грани опалубки.

На основании опыта обследования аналогичных конструкций установлено, что в большинстве случаев возникают дефекты в виде пустот между внутренней гранью опалубки и арматурным каркасом (бетонная смесь зависает на арматурном каркасе) или некачественного устройства горизонтального холодного шва (некачественная подготовка поверхности, остатки строительного мусора, снега). Для имитации дефектов в виде пустот (дефекты Д1...Д4) во фрагменты АОБ до бетонирования были заложены вставки из пенополистирола, которые наклеивались на внутреннюю поверхность опалубки (рис. 3). Дефекты Д1...Д4 имели размеры от 50 до 200 мм. Дефект холодного шва (Д5) в виде пенопластовой пластины толщиной

20 мм установили в процессе бетонирования посередине высоты фрагмента на половину его ширины.



Рис. 2. Фрагменты армопалубочных блоков

Fig. 2. Fragments of formwork blocks

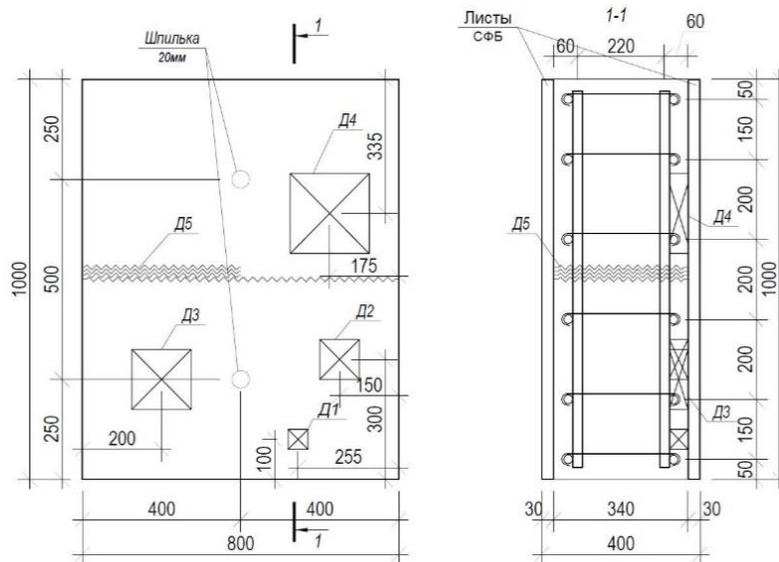


Рис. 3. Схема расположения дефектов:

Д1 — 50 × 50 мм; Д2 — 100 × 10 мм; Д3 — 150 × 150 мм; Д4 — 200 × 200 мм; Д5 — дефект холодного шва

Fig. 3. Defect's location scheme:

D1 — 50 × 50 mm; D2 — 100 × 10 mm; D3 — 150 × 150 mm; D4 — 200 × 200 mm; D5 — cold seam defect

Для оценки возможности прогнозирования прочности бетона внутри АОБ по температуре была установлена беспроводная система мониторинга бетона «ConcretON». Система включает в себя ударостойкие и вибростойкие беспроводные датчики температуры и влажности. Показания с датчиков через WiFi передаются на сервер и через специальное приложение, информируют пользователя о наборе прочности бетона и изменениях температуры. Для начала расчетов в приложении были созданы отдельные градуировочные зависимости и выполнена привязка датчиков с указанием даты и времени заливки. На основании данных с датчиков приложение «ConcretON» строит графики актуальных измерений характеристик твердения бетона с заданной частотой (рис. 4). В каждый АОБ было установлено по три датчика для оценки прочности бетона.

Ультразвуковые и радиолокационные измерения проводили непосредственно после укладки в фрагмент бетонной смеси до ее схватывания, затем через сутки, 3, 7, 14 и 28 суток. Проведение измерений в разном возрасте позволяет оценить влияние акустических характеристик бетона на результаты измерений.

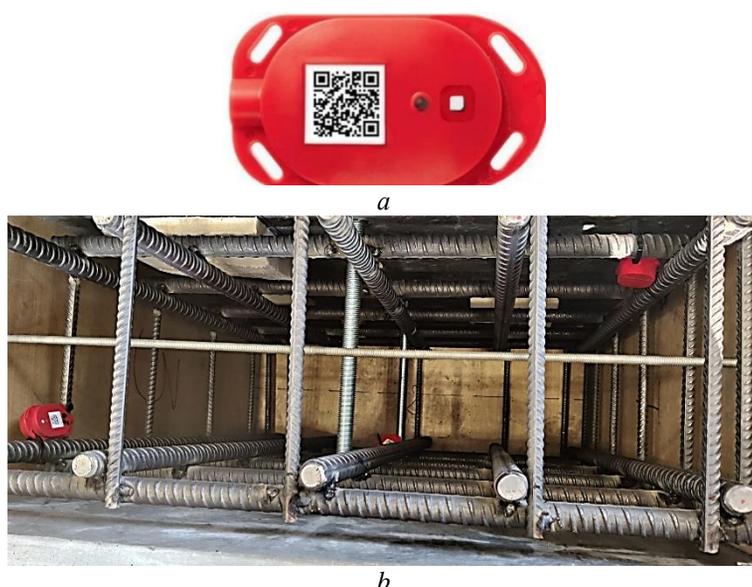


Рис. 4. Беспроводные датчики влажности и температуры:
a — общий вид датчика; *b* — раскрепление датчиков на арматурный каркас

Fig. 4. Wireless humidity and temperature sensors:
a — general view of the sensor; *b* — fastening sensors to the reinforcement frame

Ультразвуковые измерения методом сквозного прозвучивания выполняли с использованием прибора Бетон-70 (частота импульса 60 Гц). Данный прибор был выбран, так как имеет большую мощность сигнала по сравнению с аналогичными приборами. Для возможности измерений на лицевую поверхность СФБ опалубки нанесли координатную сетку с шагом 100×100 мм (см. рис. 2). При испытаниях ультразвуковые преобразователи устанавливали по координатной сетке строго друг напротив друга на противоположных сторонах фрагмента. В зоне расположения холодного шва ультразвуковые преобразователи устанавливали со смещением относительно друг друга таким образом, чтобы база измерения проходила через дефект холодного шва. Для оценки акустических характеристик монолитного бетона были изготовлены образцы кубы с ребром 100 мм.

Принципиальная схема поиска дефектов при сквозном ультразвуковом прозвучивании представлена на рис. 5. Если на пути распространения ультразвука расположен участок с отличными акустическими характеристиками, то сигнал будет двигаться по огибающей траектории. В этом случае приведенное время прохождения ультразвука t_2 будет выше получаемого при отсутствии дефекта t_1 . Приведенное время будет складываться из времени прохождения сигнала через СФБ опалубку (скорость ультразвука в СФБ составляет около 4700 м/с) и через монолитный бетон. При нахождении на пути УЗК полости сигнал будет распространяться по огибающей траектории. В этом случае, за счет увеличения длины пути, приведенное время t_2 возрастает. С учетом коэффициента вариации прочности бетона (13,5 %) можно принять, что для идентификации дефекта время распространения ультразвука при наличии дефекта t_2 должно быть выше времени t_1 на 20 %.

Для радиолокационных исследований был использован ультразвуковой томограф Proseq Pundit PD8050 (диапазон рабочих частот от 40 до 50 кГц), который имеет 2 функции измерения — при горизонтальном (line scan) и вертикальном (Full 3D matrix) перемещении прибора. При этом последняя функция дает возможность получения по результатам измерений трехмерной картины. Прибор первоначально калибруется для определения базовой скорости импульса в сканируемом материале. Определение базовой скорости выполняют на участке без дефектов, подбирая скорость ультразвукового импульса таким образом, чтобы показания прибора по толщине армоопалубочного блока соответствовали фактическим характеристикам бетона. За-

тем на исследуемую поверхность наносят разметку. Разметка выполнялась с шагом 5 и 10 см, соответственно, для горизонтального и вертикального перемещения прибора, что обеспечивало нахлест соседних сканов. Выбранные параметры устанавливаются в настройки прибора. Обработка полученных данных выполняется непосредственно при измерении за счет использования программного обеспечения Pundit Live с выдачей результирующей томограммы.

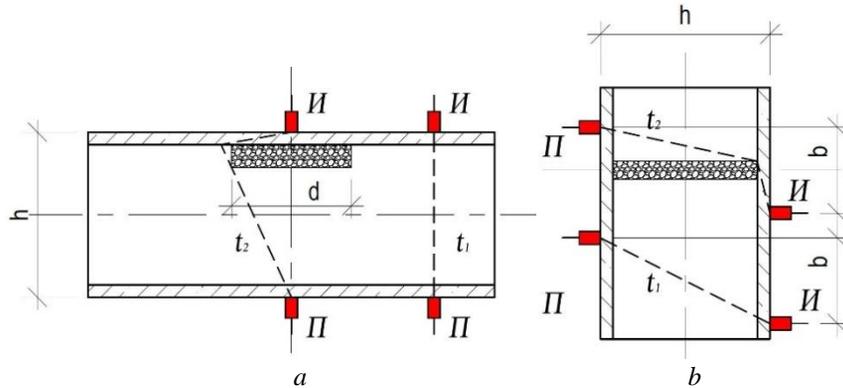


Рис. 5. Схема распространения ультразвука:

a — сквозное прозвучивание; b — наклонное прозвучивание

(h — толщина фрагмента; И — источник ультразвука; П — приемник ультразвука; d — размер дефекта)

Fig. 5. Ultrasound propagation scheme:

a — through thickness measurement; b — measurement with sensor offset

(h — thickness of the fragment; И is the ultrasound transmitter; П is the ultrasound receiver; d is the size of the defect)

Для георадиолокационного зондирования был использован георадар Proceq GP8000 с рабочей частотой сигнала 0,2...4,0 ГГц. Метод георадиолокационного зондирования основан на возбуждении на поверхности и приеме электромагнитных волн (также называемых зондирующим сигналом), отразившихся от границ раздела сред, контрастных по электрофизическим свойствам. Необходимой величиной для определения расстояния до объекта является значение скорости распространения электромагнитных волн, которая зависит от диэлектрической проницаемости среды (для бетона принята 5,5 [16]). В процессе измерения, по аналогии с ультразвуковым томографом, получают радарограмму, позволяющую оперативно анализировать полученную информацию.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Мониторинг температур по контрольным точкам проводился круглосуточно с частотой опроса датчиков 4 измерения в час. Градуировочная зависимость «Зрелость – прочность бетона» была установлена заранее в лабораторных условиях для конкретного состава бетонной смеси и загружена в программное обеспечение Concreton. В результате оператор в режиме реального времени производил отслеживание контрольных параметров (рис. 6). Прогнозируемую по температурно-временным зависимостям прочность бетона сравнивали с фактической прочностью, полученной по результатам испытаний образцов кубов, хранящихся в тех же условиях, что и забетонированные конструкции, в возрасте 1, 7, 14 и 28 суток. В результате получили хорошую сходимость результатов — разброс не более 5 %.

В результате эксперимента продемонстрировали работоспособность системы измерения температуры, а также подтвердили состоятельность метода прогнозирования прочности бетона по температурно-временным зависимостям [9, 10]. Данный метод в сочетании с контролем температур для оценки термонапряженного состояния (обязательное требование при бетонировании массивных конструкций) не имеет альтернатив для конструкций с несъемной опалубкой. Для обеспечения контроля однородности прочности бетона, как того требует ГОСТ 18105–2018 (Бетоны. Правила контроля и оценки прочности), следует назначать количество точек измере-

ния температуры, соответствующее указанному ГОСТ по количеству точек контроля исходя из объема или площади захватки.

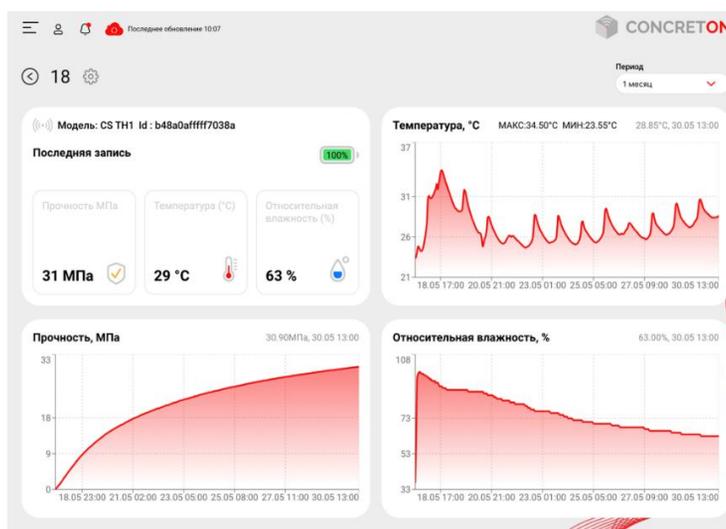


Рис. 6. Результаты измерения по одному из датчиков

Fig. 6. Measurement results for one of the sensors

Первые измерения скорости прохождения ультразвукового контроля (УЗК) были выполнены сразу после укладки бетонной смеси. В исследуемых сечениях не удалось получить стабильных показателей. С учетом того, что при приближении к стальным шпилькам или торцам АОБ, где располагалась опалубка из ламинированной фанеры, время распространения УЗК уменьшалось, можно сделать вывод о том, что сигнал проходит по огибающей (СФБ – шпилька – СФБ или СФБ – ламинированная фанера – СФБ). Следующее измерение проводили через 1 сутки после бетонирования. При этом предварительно определили скорость ультразвука в монолитном бетоне по контрольным образцам кубам и призмам.

Установлено, что фактическая скорость ультразвука в бетоне возрастает с 3450 м/с в возрасте 1 сутки до 4300 м/с в возрасте 28 суток. Скорость УЗК в СФБ составляла 4700 м/с. При проведении измерений через сутки после укладки монолитного бетона удалось получить стабильные показания по времени распространения ультразвука. Также было отмечено значительное сокращение времени распространения ультразвука вблизи шпилек. В процессе измерения было выявлено локальное отслоение листа СФБ опалубки от монолитного бетона, преимущественно в верхней части фрагмента.

По результатам измерения были построены диаграммы в виде поверхностей изоспид-участков с равным диапазоном скорости ультразвука (рис. 7 и 8). Для исследуемых толщин фрагментов можно отметить, что на первые сутки измерения на полученные значения приведенной скорости значительно влияет расположение сквозных стяжек. При проведении измерений вблизи стяжек получены завышенные, по сравнению со средними, показатели. Аналогичная картина, но в меньшей степени, сохраняется и в более зрелом возрасте бетона. По результатам ультразвуковых измерений сложно локализовать дефекты выбранного диапазона размеров 50...200 мм. При этом отлично локализуется частичное отслоение СФБ от монолитного бетона по контуру блока. Полученные результаты можно объяснить тем, что для эффективного поиска дефекта его размер должен в 3–4 раза превышать длину волны ультразвукового импульса. В противном случае сигнал будет огибать инородное включение, не влияя на измеряемое время. То есть для поиска дефекта в бетоне его размер должен быть не менее 210 мм.

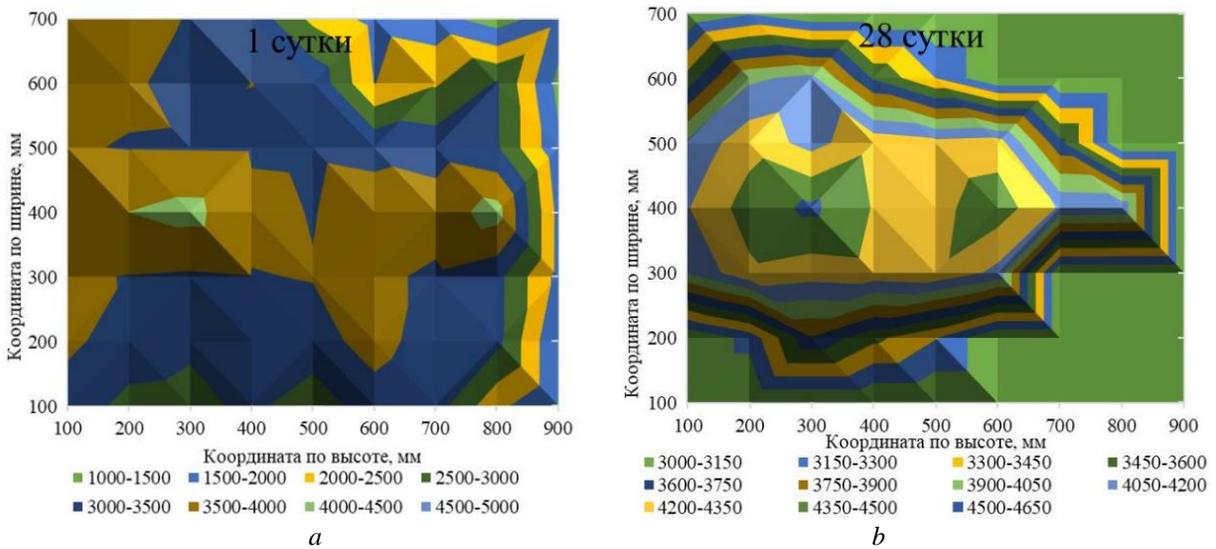


Рис. 7. Изоспиды ультразвука в АОБ толщиной 400 мм в возрасте: *a* — 1 сутки; *b* — 28 суток

Fig. 7. Ultrasound isospids in 400 mm thick blocks aged: *a* — 1 day; *b* — 28 days

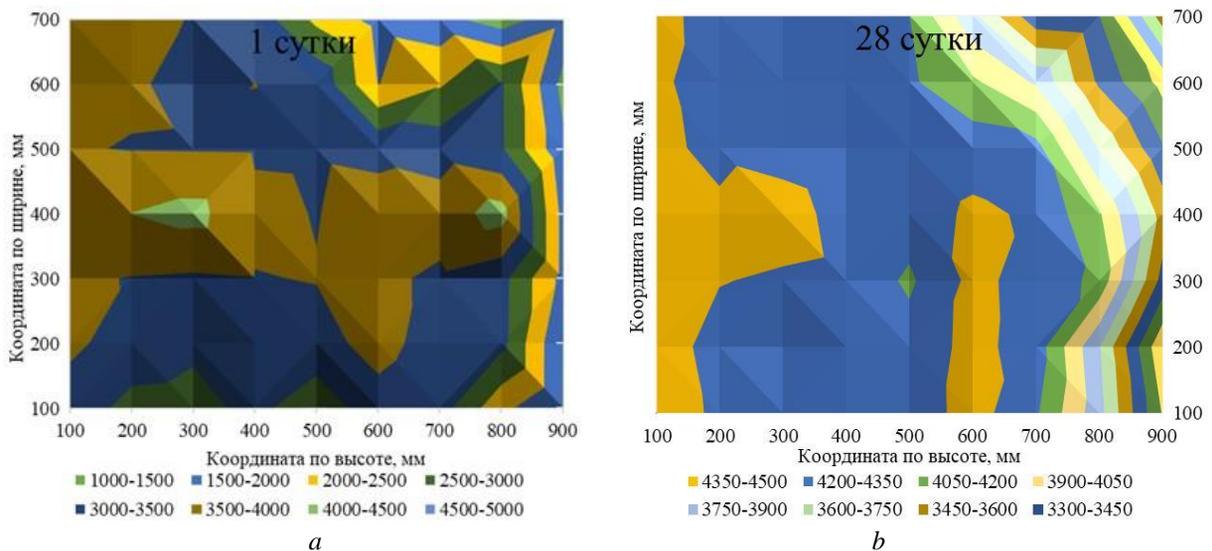


Рис. 8. Изоспиды ультразвука в АОБ толщиной 800 мм в возрасте: *a* — 1 сутки; *b* — 28 суток

Fig. 8. Ultrasound isospids in 800 mm thick blocks aged: *a* — 1 day; *b* — 28 days

Выполним оценку влияния размера полости на расчетное приращение времени распространения УЗК для АОБ стен различной толщины. Как указывалось ранее, для идентификации наличия дефекта время движения УЗК через дефект t_2 должно быть выше среднего времени t_1 на 20 % (рис. 3). Построим диаграммы зависимости относительного времени УЗК от размера полости для различных толщин АОБ (рис. 9). В результате получаем, что для АОБ минимальный размер дефекта, который можно выявить: 0,2, 0,28, 0,36 и 0,54 м для стен толщинами 0,4, 0,6, 0,8 и 1,2 м соответственно. Данное условие выполняется при расположении преобразователей точно в центре полости.

Соответственно, полость может быть при расположении преобразователя на расстоянии от края полости 0,1, 0,14, 0,18 и 0,27 м для стен толщинами 0,4, 0,6, 0,8 и 1,2 м соответственно. Вероятность выявления полости в зависимости от размера шага прозвучивания можно оценить геометрически. Круг попадания ограничен окружностью, установка датчиков внутри которой покажет снижение относительной скорости УЗ более критической величины в 20 % (рис. 10). Цель — попасть в круг с нужной вероятностью. Диаметр круга u зависит от диаметра полости d . Здесь x является минимальным краевым расстоянием. При шаге установки датчиков, равном

и меньшем диаметра попадания, вероятность 1. При большем шаге вероятность можно оценить как отношение квадрата диаметра круга попадания и квадрата шага установки преобразователей при прозвучивании. Результаты оценки вероятности обнаружения полости представлены на рис. 11. По диаграммам видно, что, например, для блока толщиной 400 мм (рис. 11, а) полость диаметром 200 мм, даже при шаге перестановки преобразователей 100 мм, найти практически невозможно. Полость диаметром 300 мм можно 100 % обнаружить в случае, если шаг перестановки преобразователей составит 100 мм. И так далее по указанным диаграммам.

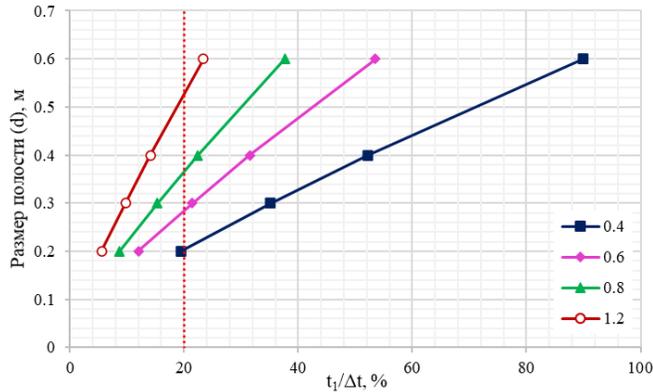


Рис. 9. Зависимость относительного времени УЗК от размера полости для различных толщин АОБ
Fig. 9. Dependence of the relative time of ultrasonic testing on the cavity size for different block thicknesses

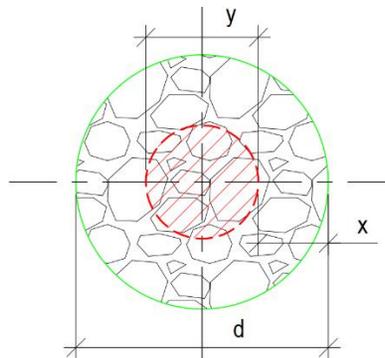


Рис. 10. Зона расположения преобразователей при поиске полости:
 y — диаметр зоны установки датчика; d — диаметр полости; x — минимальное краевое расстояние
Fig. 10. The area of the transducer location when searching for a cavity:
 y — diameter of the sensor installation zone; d — diameter of the cavity; x — minimum edge distance

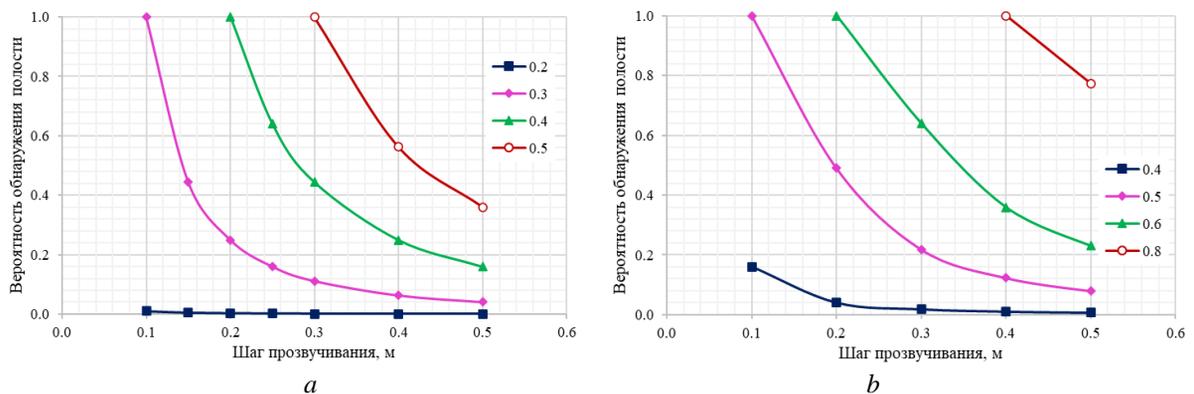


Рис. 11. Оценка вероятности обнаружения полости для АОБ толщиной: a — 400 мм; b — 800 мм
Fig. 11. Estimation of the probability of detecting a cavity for a block of thickness: a — 400 mm; b — 800 mm

Для исследуемых конструкций была выполнена попытка обнаружения дефекта холодного шва (Д5 по рис. 3). Прозвучивание осуществляли со смещением преобразователей (см. рис. 5, *b*) на 200 и 300 мм, однако выявить существенного отличия от среднего времени прохождения сигнала для толщин 400 и 800 мм не удалось. Выполнив анализ пути движения ультразвукового сигнала при прохождении через холодный шов внутри фрагментов, пришли к выводу, что сигнал огибает дефект по СФБ, где скорость сигнала выше, чем в бетоне. В результате с ростом разбежки расположения преобразователей за счет опережения сигнала, двигающегося по СФБ опалубке, приращение времени сокращается. Соответственно метод сквозного прозвучивания со смещением преобразователей не является эффективным при оценке качества устройства холодного шва при бетонировании фрагментов с несъемной СФБ опалубкой.

По результатам измерений ультразвуковым томографом Proceq Pundit PD8050 непосредственно сразу после бетонирования установить наличие дефектов не удалось, что может быть связано с низкой скоростью распространения ультразвука в свежееуложенном бетоне. В результате этого ультразвуковой сигнал отражался на границе сред СФБ – бетон, и томограмма отображала только СФБ опалубку по всем зонам измерения.

По результатам исследований при возрасте монолитного бетона 1 сутки по полученной томограмме удалось определить участки отслоения СФБ опалубки и дефекты Д2...Д4, а также расположение арматурных стержней. Дефект размером 50 × 50 мм (Д1) и дефект, моделирующий холодный шов бетонирования (Д5), не были обнаружены. При проведении измерений в возрасте более 3-х суток, когда скорость ультразвука в монолитном бетоне была выше 4000 м/с, помимо ранее выявленных дефектов удалось определить дефекты Д1 и Д5. Общий вид томограммы с отображением дефектов представлен на рис. 12. Как и предполагалось, за счет того, что СФБ имеет схожие акустические характеристики с монолитным бетоном, удастся проводить ультразвуковые измерения с выявлением дефектов и параметров армирования.

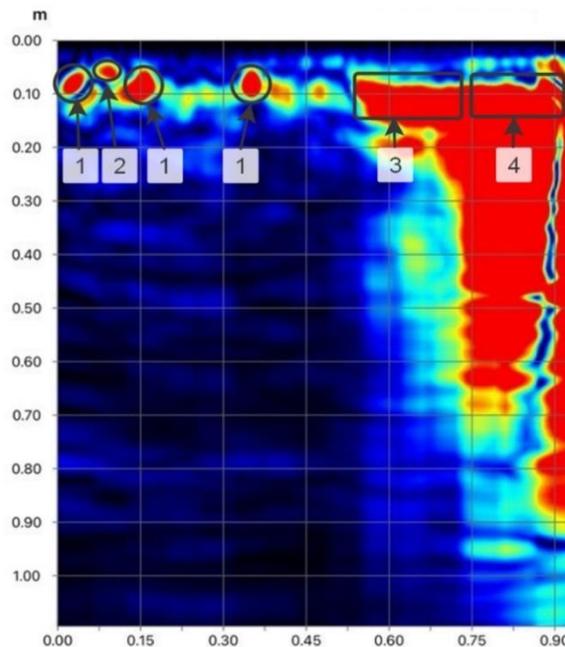


Рис. 12. Томограмма ультразвукового сканирования: 1 — арматурный стержень; 2 — дефект размером 5 см; 3 — участок расположения дефекта размером 20 см; 4 — участок отслоения опалубки)

Fig. 12. Ultrasound scans: 1 — reinforcing bar; 2 — a defect of 5 cm in size; 3 — a defect of 20 cm in size; 4 — a section of formwork detachment)

Результаты георадиолокационных исследований в виде профиля радиограммы представлены на рис. 13. Отмечено, что СФБ опалубка частично рассеивает сигнал прибора. Проецирование мест расположения дефектов на полученные радиограммы не позволяет их локализовать. В результате того, что СФБ имеет отличную от монолитного бетона диэлектрическую проницаемость, проводить измерения георадиолокационным оборудованием неэффективно. При проведении измерений на поверхности СФБ опалубки радиограмма представляет собой горизонтальные полосы, характеризующие границы сред. При этом ни дефекты, ни арматурные стержни диаметром 25 мм, расположенные за опалубкой, на полученной радиограмме не отображаются.

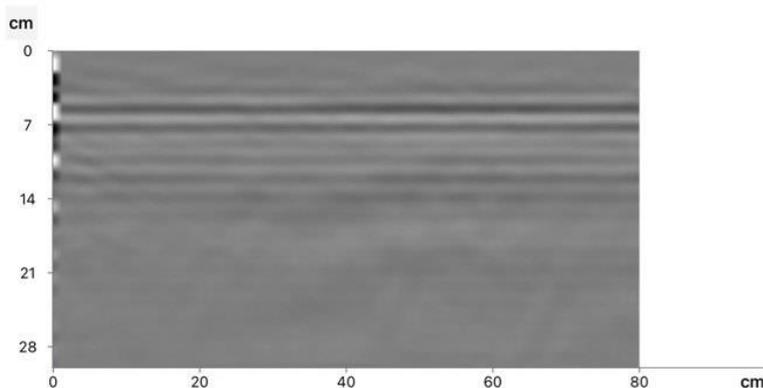


Рис. 13. Результаты радиолокационного исследования

Fig. 13. Results of GPR measurements

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате литературного обзора и экспериментальных исследований установлена эффективность методики прогнозирования прочности бетона по температурно-временным зависимостям. Данный метод следует рекомендовать при использовании несъемной опалубки как безальтернативный и позволяющий получать результаты прочности с высокой степенью достоверности. При использовании данного метода количество точек контроля температуры, а следовательно, и прочности должно соответствовать ГОСТ 10180–2018.

Установлено, что с увеличением толщины АОБ увеличивается размер полости, который можно обнаружить с использованием ультразвукового прозвучивания. При этом оценка вероятности обнаружения полости также зависит от шага перестановки преобразователей. Показано, что данный метод применим при поиске дефектов в виде пустот диаметром более 300 мм для конструкций стен толщиной 400 мм и 500 мм для стен толщиной 800 мм. Также установлено, что метод наклонного прозвучивания для поиска дефектов холодных швов при наличии несъемной СФБ опалубки с двух сторон является неэффективным, так как при прозвучивании импульс проходит по огибающей через СФБ, где, за счет высокой скорости ультразвука, получаем завышенное значение приведенной скорости.

Использование георадара за счет экранирующих свойств СФБ опалубки не позволяет выявить дефекты. При измерении в некоторых местах заложения дефектов были обнаружены аномалии, которые сложно идентифицировать, так как они не совпадали с геометрическими размерами дефекта. При анализе профиля сканирования установлено, что стальная фибра в СФБ опалубке вносит помехи в показания георадара.

Метод ультразвуковой томографии, в отличие от метода георадиолокационного зондирования, нечувствителен к наличию сталефибробетонной опалубки, содержащей 3 % по объему стальных волокон. Ультразвуковая томография рекомендована к применению при возрасте монолитного бетона более трех суток. Указанный метод позволяет гарантированно определить и локализовать дефекты с характерным размером более 100 мм, дефекты холодного шва бетонирования, а также определять параметры армирования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дорф В.А., Красновский Р.О., Капустин Д.Е. На пути к реализации технологии возведения зданий и сооружений АЭС из армоблоков с несъемной сталефибробетонной опалубкой // Строительство в атомной отрасли. 2020. № 1. С. 47–54.
2. Капустин Д.Е. Прочностные и деформационные характеристики несъемной сталефибробетонной опалубки как несущего элемента железобетонных конструкций : дис. канд. техн. наук. М., 2015. 211 с.
3. Kapustin D., Krasnovsky R., Kiliani L. Stress-strain behavior (SSB) of steel fiber concrete // American Concrete Institute, ACI Special Publication. M., 2018. Vol. 326.
4. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Терехов И.А. Совершенствование нормативной базы стандартизации сборных железобетонных конструкций // Железобетонные конструкции. 2023. № 1 (1). С. 64–71.
5. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. № 3 (3). С. 62–74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74
6. AP1000 Design Control Document (rev. 18). Tier 2 Chapter 3. Design of Structures, Components, Equip. & Systems — Section 3.8 Design of Category I Structures // Официальный интернет-портал «Nuclear Regulatory Commission» (NRC). USA. 206 p. URL: <https://www.nrc.gov/docs/ML1034/ML103480517.pdf>
7. Мочко А., Мочко М., Андреев В.И. Проверка качества бетона в существующих конструкциях. Технологии европейских стандартов // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 8. С. 967–975. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.8.967-975
8. Коротких Д.Н., Дорф В.А., Капустин Д.Е. Оценка прочности монолитного бетона по температурно-временным зависимостям // Инженерный вестник Дона. 2024. № 11.
9. Uteпов Y., Aniskin A., Tulebekova A., Aldungarova L. u др. Complex maturity method for estimating the concrete strength based on curing temperature and relative humidity // Applied Sciences. 2021. No. 11. P. 7712. DOI: 10.3390/app11167712
10. Schindler A.K. Effect of temperature on hydration of cementitious materials // ACI Materials Journal. 2004. Vol. 101. No. 1. Pp.72–81.
11. Дудина И.В., Тамразян А.Г. Обеспечение качества сборных железобетонных конструкций на стадии изготовления // Жилищное строительство. 2001. № 3. С. 8–10.
12. Пивоваров В.А. Метрологическое обеспечение дефектоскопии бетона // Альманах современной метрологии. 2022. № 4 (32). С. 59–67.
13. Zhussupbekov, Iwasaki Y., Eun Chul Shin, Shakirova N. Control and Quality of Piles by Non-Destructive Express Methods: Low Strain Method and Cross-Hole Sonic Logging // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2019. Vol. 15. No. 1. Pp. 171–180. DOI: 10.22337/2587-9618-2018-15-1-171-180
14. Зеркаль Е.О., Калашиников А.Ю., Лапишинов А.Е., Тютюнков А.И. Выявление внутренних дефектов бетонирования в теле монолитной фундаментной плиты по данным георадиолокационного обследования // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. № 7. С. 980–987. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.7.980-987
15. Wendrich A., Trela C., Krause M., Maierhofer C., Effner U., Wöstmann J. Location of Voids in Masonry Structures by Using Radar and Ultrasonic Traveltime Tomography // ECNDT. 2006. Tu. 3.2.5. 11 p.
16. Капустин В.В., Хмельницкий А.Ю., Бакайкин Д.В. О возможности использования неоднородных электромагнитных волн для исследования фундаментных конструкций // Вестник Московского университета. Серия 4: геология. 2011. № 4. С. 52–55.
17. Shuvalov A.N., Lapshinov A.E., Zheletdinov R.R., Zerkal' E.O. Comparison of ultrasonic and GPR methods for investigation of reinforced concrete columns // BIO Web Conf. 2024. Vol. 107. DOI: 10.1051/bioconf/202410706016
18. Сагайдак А.И. Стандарт на метод акустико-эмиссионного контроля бетонных и железобетонных изделий и монолитных конструкций // Бетон и железобетон. 2021. № 3 (605). С. 19–24.
19. Арленинов П.Д., Крылов С.Б., Калмакова П.С. Система контроля сплошности бетона сталежелезобетонных конструкций на основе тепловизионного метода // Academia. Архитектура и строительство. 2024. № 2. С. 150–156. DOI: 10.22337/2077-9038-2024-2-150-156
20. Савин С.Н., Попов В.М., Пухаренко Ю.В., Морозов В.И. Сейсмоакустические методы интегральной оценки физико-механических характеристик строительных конструкций зданий и сооружений // Вестник евразийской науки. 2023. Т. 15. № 6. URL: <https://esj.today/PDF/09SAVN623.pdf>

REFERENCES

1. Dorf V.A., Krasnovsky R.O., Kapustin D.E. Towards the implementation of the technology for the construction of buildings and structures of nuclear power plants from reinforced concrete blocks with permanent steel-fiber concrete formwork. *Construction in the nuclear industry*. 2020; 1:47-54. (in Russian).
2. Kapustin D.E. *Strength and deformation characteristics of permanent steel-fiber concrete formwork as a load-bearing element of reinforced concrete structures : dissertation*. Moscow, 2015. (in Russian).
3. Kapustin D., Krasnovsky R., Kiliani L. Stress-strain behavior (SSB) of steel fiber concrete. *American Concrete Institute. ACI Special Publication*. Moscow, 2018; 326.
4. Trekin N.N., Kodysh E.N., Terekhov I.A. Improving the Regulatory Framework for the Standardization of Precast Concrete Structures. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):64-71. (in Russian).
5. Tamrazyan A.G. Conceptual Approaches to Robustness Assessment of Building Structures, Buildings and Facilities. *Reinforced concrete structures*. 2023; 3(3):62-74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74 (in Russian).
6. AP1000 Design Control Document (rev. 18). Tier 2 Chapter 3. Design of Structures, Components, Equip. & Systems — Section 3.8 Design of Category I Structures. *Nuclear Regulatory Commission (NRC)*. USA. URL: <https://www.nrc.gov/docs/ML1034/ML103480517.pdf>
7. Mochko A., Mochko M., Andreev V.I. Checking the quality of concrete in existing structures. Technologies of European standards. *Vestnik MGSU*. 2019; 14(8):967-975. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.8.967-975 (in Russian).
8. Korotkikh D.N., Dorf V.A., Kapustin D.E. Evaluation of the strength of monolithic concrete by temperature-time dependencies. *Engineering Bulletin of the Don*. 2024; 11 (in Russian)
9. Uteпов Y., Aniskin A., Tulebekova A., Aldungarova L. et al. Complex maturity method for estimating the concrete strength based on curing temperature and relative humidity. *Applied Sciences*. 2021; 11:7712. DOI: 10.3390/app11167712
10. Schindler A.K. Effect of temperature on hydration of cementitious materials. *ACI Materials Journal*. 2004; 101:1.
11. Dudina I.V., Tamrazyan A.G. Ensuring the quality of precast reinforced concrete structures at the manufacturing stage. *Housing construction*. 2001; 3:8-10. (in Russian).
12. Pivovarov V.A. Metrological support for concrete flaw detection. *Almanac of modern metrology*. 2022; 4(32):59-67 (in Russian).
13. Zhussupbekov, Iwasaki Y., Eun Chul Shin, Shakirova N. Control and Quality of Piles by Non-Destructive Express Methods: Low Strain Method and Cross-Hole Sonic Logging. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2019; 15(1):171-180. DOI: 10.22337/2587-9618-2018-15-1-171-180
14. Zerkal E.O., Kalashnikov A.Yu., Lapshinov A.E., Tyutyunkov A.I. Identification of internal defects of concreting in the body of a monolithic foundation slab according to ground-penetrating radar survey data. *Vestnik MGSU*. 2020; 15(7):980-987. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.7.980-987 (in Russian).
15. Wendrich A., Trela C., Krause M., Maierhofer C., Effner U., Wöstmann J. Location of Voids in Masonry Structures by Using Radar and Ultrasonic Traveltime Tomography. *ECNDT*. 2006; Tu.3.2.5:11.
16. Kapustin V.V., Khmel'nitsky A.Yu., Bakaikin D.V. On the possibility of using inhomogeneous electromagnetic waves for studying foundation structures. *Bulletin of Moscow University. Series 4: Geology*. 2011; 4:52-55 (in Russian).
17. Shuvalov A.N., Lapshinov A.E., Zheletdinov R.R., Zerkal' E.O. Comparison of ultrasonic and GPR methods for investigation of reinforced concrete columns. *BIO Web Conf*. 2024; 107. DOI: 10.1051/bioconf/202410706016
18. Sagaydak A.I. Standard for the method of acoustic emission testing of concrete and reinforced concrete products and monolithic structures. *Concrete and reinforced concrete*. 2021; 3(605):19-24 (in Russian).
19. Arleninov P.D., Krylov S.B., Kalmakova P.S. System for monitoring the continuity of concrete in steel-reinforced concrete structures based on the thermal imaging method. *Academia. Architecture and Construction*. 2024; 2:150-156. DOI: 10.22337/2077-9038-2024-2-150-156 (in Russian).
20. Savin S.N., Popov V.M., Pukharensko Yu.V., Morozov V.I. Seismoacoustic methods for integrated assessment of physical and mechanical characteristics of building structures of buildings and structures. *Bulletin of Eurasian Science*. 2023; 15:6. URL: <https://esj.today/PDF/09SAVN623.pdf> (in Russian).

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ

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

Статьи принимаются по следующим тематикам:

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

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

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

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

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

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

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

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

Рекомендации по полноте и представительности:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

С полной версией требований к оформлению научных статей можно ознакомиться на сайте:

<https://g-b-k.ru>