



g-b-k.ru

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

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Scientific and Technical

Journal

1/13 2026

Железобетонные конструкции

2026 Том 13 № 1

Научно-технический журнал

Издается с 2023 г.

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

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

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

Периодичность: 4 выпуска в год.

Языки: русский, английский.

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

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

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

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

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

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

Тер-Мартirosян А.З., д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

СОДЕРЖАНИЕ

ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

<i>Тамразян А.Г.</i> Сопротивление железобетонных плит ударным нагрузкам	3
<i>Берлинов М.В., Берлинова М.Н.</i> Остаточный ресурс железобетонных балок на грунтовом основании при динамических воздействиях в условиях длительной эксплуатации	24
<i>Герасимов Е.П.</i> Теоретический изгибающий момент в железобетонных балках при наличии нормальных трещин	34

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

<i>Ибрагимов А.М.</i> Тепло- и массоперенос при зимнем бетонировании плитного фундамента	46
<i>Югов Н.Т., Белов Н.Н., Тонких Г.П., Пляскин А.С., Бабарыкина А.И.</i> Математическое моделирование разрушения железобетонной плиты при ударном взаимодействии на основе смесевой модели	53

Редактор Савин С.Ю.

Дизайн обложки: Тамразян Г.А.

Компьютерная верстка: Домарова Е.В.

Адрес редакции:

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

Подписано в печать 30.03.2026. Выход в свет 31.03.2026. Формат 70×108/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 5,51. Тираж 120 экз. Заказ № 92. Цена свободная.

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

Отпечатано в типографии Издательства МИСИ – МГСУ

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

Reinforced Concrete Structures*Zhelezobetonnyye konstruktсии***2026 Vol. 13 Issue 1**

Scientific and Technical Journal

Published since 2023

Moscow State University of Civil Engineering

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

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

Published 4 issues per year.

Languages: Russian, English.

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

The motto of the scientific and technical journal “*Reinforced Concrete Structures*” (*Zhelezobetonnyye konstruktсии*):

“Vulnerability without compromise!”

EDITORIAL BOARD**EDITOR-IN-CHIEF**

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

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

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

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

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

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

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

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

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

Nikolay G. Kelasiev, Ph.D., JSC “TsNIIPromzdaniy”, Moscow, Russia

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

MANAGING EDITOR

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

CONTENTS**THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE**

<i>Tamrazyan A.G.</i> Resistance of Reinforced Concrete Slabs to Impact Loads	3
<i>Berlinov M.V., Berlinova M.N.</i> Residual Resource of Reinforced Concrete Beams on a Soil Base under Dynamic Loads in Conditions in Long-Term Exploitation	24
<i>Gerasimov E.P.</i> Theoretical Bending Moment in Reinforced Concrete Beams in the Presence of Normal Cracks	34

COMPUTER MODELLING IN CONSTRUCTION

<i>Ibragimov A.M.</i> Heat and Mass Transfer Processes during Winter Concreting of a Slab Foundation	46
<i>Yugov N.T., Belov N.N., Tonkikh G.P., Plyaskin A.S., Babarykina A.I.</i> Mathematical Modeling of Reinforced Concrete Slab Failure under Impact Loading Based on a Mixture Model	53

Copy Editor: Sergei Yu. Savin

Cover Design: George A. Tamrazyan

Layout Designer: Ekaterina V. Domarova

Editorial Address:

Moscow State University of Civil Engineering

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

Moscow State University of Civil Engineering

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

Printed at Publishing House MISI – MGSU

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



УДК 624.3.019.32

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.1.3-23

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Сопротивление железобетонных плит ударным нагрузкам

А.Г. Тамразян*

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

*tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: железобетонная плита, армирование, ударные нагрузки, высота падения, скорость масс, прогиб, повреждение, пробивание

История статьи

Поступила в редакцию: 03.12.2025

Доработана: 21.12.2025

Принята к публикации: 26.12.2025

Для цитирования

Тамразян А.Г. Сопротивление железобетонных плит ударным нагрузкам // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 13. № 1. С. 3–23.

Аннотация. Представлены результаты экспериментальных исследований для изучения работы железобетонных плит под воздействием низкоскоростных ударных нагрузок. Ударные нагрузки создавались на образцах свободно падающим грузом, ударяющим на образцы в средней точке. Результаты этих испытаний показали, что ударное поведение плит значительно отличается от их статического поведения. Профили перемещения и распределение сил сильно изменяются из-за высоких инерционных сил во время удара. Собранные данные испытаний с целью понимания поведения железобетонных плит под ударными нагрузками, которые могут быть использованы в дальнейших исследованиях и послужить отправной точкой для разработки методов анализа и проектирования ударных нагрузок. Изучение поведения железобетонных плит, подверженных ударным нагрузкам, требует хорошо разработанной экспериментальной программы в сопровождении численных и аналитических исследований. Экспериментальные исследования имеют решающее значение для проверки аналитических и численных методов. В данном исследовании изучается поведение железобетонных плит, испытанных под различными ударными нагрузками, и результаты сравниваются с поведением идентичных образцов, испытанных под статическими нагрузками.

Resistance of Reinforced Concrete Slabs to Impact Loads

A.G. Tamrazyan*

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

* tamrazian@mail.ru

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

© Тамразян А.Г., 2026



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

Keywords: reinforced concrete slab, reinforcement, impact loads, drop height, mass velocity, deflection, damage, penetration

Article history

Received: 03.12.2025

Revised: 21.12.2025

Accepted: 26.12.2025

For citation

Tamrazyan A.G. Resistance of Reinforced Concrete Slabs to Impact Loads. *Reinforced concrete structures*. 2026; 1(13):3-23.

Abstract. The results of experimental studies examining the performance of reinforced concrete slabs under low-velocity impact loads are presented. Impact loads were generated on specimens using a freely falling weight, striking the specimens at their midpoint. These tests showed that the impact behavior of the slabs differs significantly from their static behavior. Displacement profiles and force distributions change significantly due to the high inertial forces during impact. Test data were collected using well-equipped instrumentation to understand the behavior of reinforced concrete slabs under impact loads. This data can be used in further research and serve as a starting point for the development of analysis and design methods for impact loads. Studying the behavior of reinforced concrete slabs subjected to impact loads requires a well-designed experimental program accompanied by numerical and analytical studies. Experimental studies are crucial for validating analytical and numerical methods. This study investigates the behavior of reinforced concrete slabs tested under various impact loads and compares the results with the behavior of identical specimens tested under static loads.

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании железобетонных конструкций необходимо учитывать различные комбинации нагрузок, такие как землетрясения, взрывы, ударные, а также гравитационные нагрузки. Поэтому ударные нагрузки стали предметом изучения многих проектировщиков и исследователей [1–3]. Конструкции по разным причинам могут подвергаться ударным нагрузкам, например при столкновениях транспортных средств, обвалах горных пород, авариях на производстве, военных действиях и террористических актах. С целью предотвращения катастроф экспериментальные и численные исследования железобетонных конструкций играют важную роль в понимании их поведения под воздействием ударных нагрузок. Военные нужды инициировали исследования ударных нагрузок, которые в основном были направлены на проектирование и анализ конструкций, подверженных высокоскоростным ударам, таким как удары баллистических снарядов [4–6].

В центре внимания исследований находится локальная реакция железобетонных элементов, в частности проникновение и пробитие железобетонной конструкции снарядом с высокой скоростью в диапазоне 10–100 м/с и меньшим диаметром относительно толщины поражаемого объекта. Однако, по сравнению с военными применениями и террористическими атаками, чаще встречаются проблемы, характерные для гражданского строительства, такие как камнепады, обледенение и столкновение транспортных средств с опорами мостов. В этих случаях объект реагирует на удар глобально, как и вся конструкция, и получает значительные повреждения за пределами точки удара.

Анализ и проектирование железобетонных конструкций, подверженных ударным нагрузкам в сочетании с другими воздействиями, как, например, огневые, также являются областью повышенных интересов для исследователей в различных областях [7–10].

Первоначальные исследования были направлены на прогнозирование глубины проникновения снаряда, скорости вылета и сопротивления конструкции.

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

Первое большое исследование сопротивления бетонных стен ударам высокоскоростных снарядов из огнестрельного оружия относится к середине 18 в.

Исследования [11] в 1742 г., Poncelet в 1830 г. и Resel в 1895 г. являются самыми ранними примерами таких исследований [12].

С развитием железобетона и увеличением производственных требований такие подходы для целей проектирования железобетонных конструкций, подверженных ударным нагрузкам, оказались недостаточными.

Согласно существующим формулам пробития, элементы конструкции, которые выполнены из высокопрочного бетона (High Strength Concrete, HSC) и предназначены для защиты от ударов снарядов, имеют более высокие характеристики. Но с ростом прочности бетона, из-за его относительно высокой хрупкости, увеличиваются отколы на задней поверхности конструкций. Поэтому важно повысить ударную вязкость элементов из HSC. Одним из решений является армирование проволочной сеткой и волокнами [13].

Исследования показывают, что использование стальных армирующих стержней не обеспечивает защиты бетона от ударов, в отличие от армирования волокнами [14] или покрытий [15] с целью увеличения поглощения энергии. Решающую роль в сдерживании фрагментации материала играет металлическая сетка [16].

Сегодня это самый используемый материал для строительства противоударных оборонных объектов (ДОТ, бункер, каземат, бомбоубежище и др.) и ответственных сооружений (посольство, правительственный объект, атомная электростанция, мост, плотина и др.).

Наиболее часто используемыми моделями для условий экстремального нагружения железобетонных конструкций являются модели HJC, RHT и CDP. Эти определяющие соотношения реализованы в различных нелинейных решателях конечных элементов, таких как LS-DYNA и ABAQUS.

В работе [17] в LS-DYNA провели численное моделирование испытаний на удар плит толщиной 50 мм из 3-х видов бетона с номинальным пределом прочности при сжатии 35, 75 и 110 МПа и получили хорошее соответствие между экспериментальными и численными результатами.

В работе [18] обнаружили, что высокопрочный бетон, армированный стальными волокнами (Steel Fiber Reinforced High Strength Concrete, SFRHSC) с прочностью на сжатие 100 Мпа, оказался наиболее эффективным для противоударных защитных сооружений.

Композиты на основе цемента, такие как высокопрочный бетон (High Strength Concrete, HSC) и HSC, армированный стальной фиброй (Steel Fiber Reinforced High Strength Concrete, SFRHSC), считаются рациональным материалом как для военных, так и для гражданских защищенных сооружений, таких как защитная оболочка АЭС и другие конструкции, которые спроектированы так, чтобы выдерживать преднамеренные и случайные ударные нагрузки, вызванные снарядами, осколками и т.д.

В работах [19, 20] рассмотрены железобетонные балки при кратковременном динамическом нагружении с учетом податливости опор.

В работе [14] провели испытания высокоскоростных снарядов на пробитие мишеней SFRHSC со скоростями поражения 510–1320 м/с. Эксперименты подтвердили, что SFRHSC обладает отличной ударопрочностью против проникновения снаряда, например уменьшением глубины проникновения и размеров кратера твердого материала, а также разрушает структуру

и отклоняет конечную баллистическую траекторию абразивного снаряда. При этом тенденция не является линейной.

Дальнейшее повышение прочности на сжатие требует снижения соотношения В/Ц и устранения крупных заполнителей, однако это не приводит к уменьшению глубины проникновения и диаметра кратера. Наличие крупных заполнителей из гранита, по-видимому, полезно с точки зрения уменьшения глубины проникновения, диаметра кратера и распространения трещин, что способствует повышению ударопрочности.

Они определили, что стальная фибра незначительно улучшает сопротивление проникновению, но препятствуют видимым повреждениям бетона, вносит основной вклад к уменьшению диаметра кратера и предотвращению распространения трещины. Также выяснили, что SFRHSC с прочностью на сжатие 90 МПа и с соотношением стальной фибры 1,5 % — наиболее эффективный и экономичный выбор для защитных конструкций.

Включение стальной фибры в бетон уменьшило диаметр кратера и распространение трещины, но не оказало существенного влияния на глубину проникновения.

Стальная фибра обычно используется при строительстве ответственных объектов (оборонного) двойного назначения. При строительстве гражданских объектов в основном используется полипропиленовая фибра, она нужна, чтобы уменьшить трещины на поверхности бетона.

Большинство доступных в литературе исследований, посвященных ударным нагрузкам, рассматривают поведение железобетонных конструкций, подверженных воздействию баллистического оружия. В частности, после Второй мировой войны исследования в этой области значительно активизировались. Одновременно возросли и требования атомной энергетики к проектированию ударопрочных конструкций ядерных реакторов. Эти конструкции должны быть спроектированы с учетом ударных нагрузок, таких как нагрузки от аварий транспортных средств и оборудования, столкновений самолетов и ударов снарядов, поскольку отказы в результате таких инцидентов могут привести к катастрофам. В последние десятилетия исследования ударных нагрузок расширились и теперь включают проектирование ударопрочных конструкций защитных сооружений от обрушения для автомобильных и железных дорог, защитных барьеров, опор мостов, промышленных объектов от аварий, а также морских сооружений от столкновений со льдом и судами.

МЕТОД

Удары снарядов по конструкциям обычно классифицируют на две категории: жесткие и мягкие удары. При жестких ударах снаряды существенно не деформируются по сравнению с поврежденной конструкцией. С другой стороны, при мягких ударах снаряды деформируются.

Конструкции, подверженные ударным нагрузкам, также можно сгруппировать по их реакции: конструкции, которые получают только локальные повреждения вокруг точки удара, конструкции, которые реагируют на удар глобальными деформациями элементов, и комбинация этих двух реакций. Локальные повреждения подразделяются на три уровня: 1) проникновение снаряда и отслоение осколков от пробитой поверхности; 2) значительное образование осколков как с передней, так и с тыльной стороны конструкции; 3) пробивание элемента (рис. 1).

Представленное исследование посвящено воздействиям, которые приводят к изменению поведения конструкции в результате глобальных деформаций элементов.

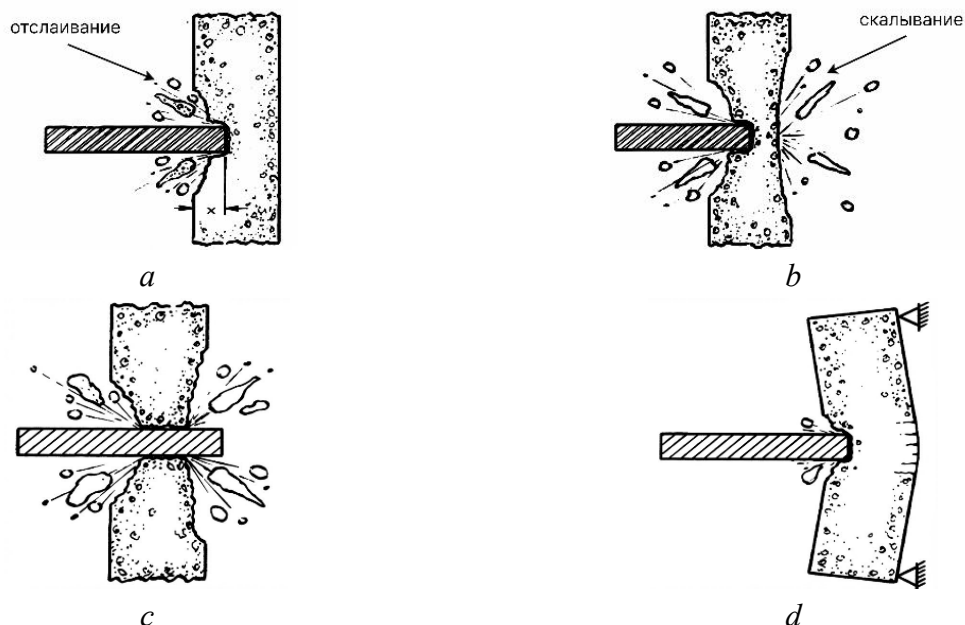


Рис. 1. Явления, возникающие при ударе снаряда:

a — проникновение и отслоение снаряда, растрескивание; *b* — образование осколков конструкции;
c — пробивание; *d* — общая реакция на цель

Fig. 1. Missile impact phenomena:

a — Missile penetration and spalling; *b* — Target scabbing; *c* — Perforation; *d* — Overall target response

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

Примером экспериментальных исследований ударного поведения железобетонных плит является работа [21]. Испытания проводились на трех типах плит размером $90 \times 1524 \times 3353$ мм. Первый тип был армирован двумя сетками из сварной стальной проволоки 150×150 мм диаметром 5 мм с защитным слоем 25 мм; второй — одной сеткой из стальных стержней диаметром 9,5 мм 150×150 мм, расположенной посередине толщины плиты; и третий — двумя сетками из стальных стержней диаметром 9,5 мм 150×150 мм, расположенными под защитным слоем 25 мм. Масса ударного элемента составляла приблизительно 2600 кг, и он сбрасывался с высоты 152, 305 и 610 мм. Испытательная установка фиксировала плиты двумя рядами болтов со всех сторон. Условия крепления считались как среднее между простым и жестким закреплением. Для регистрации импульсов нагрузки использовался датчик нагрузки на ударном молотке, а акселерометры были установлены на обратной поверхности плит в разных местах. Для измерения деформаций плит использовались два датчика прогиба, расположенные в середине (датчик 1) и в четверти (датчик 2) точек главных осей плиты (рис. 2).



Рис. 2. Места датчиков и опорные условия [21]

Fig. 2. Sensor locations and support conditions [21]

Девять образцов, по три образца для каждого из трех типов, подвергались ударам с различной высотой: 152, 305 и 610 мм. В ходе испытаний регистрировались зависимости ударной нагрузки от времени, деформации плит в двух точках, ускорения плит, ускорения ударной массы и деформации арматуры.

Согласно анализу данных и профилям трещин в плитах, режимы разрушения плит зависят от армирования и высоты падения ударной нагрузки. При одинаковом армировании увеличение высоты падения ударной массы приводило к тенденции локальных повреждений. При высоких скоростях нагружения изгибное поведение практически не наблюдалось. Следовательно, при увеличении высоты падения локальная реакция преобладала в поведении плиты, и возникло поперечное пробивание. Таким образом, поперечные трещины были более заметны и шире при одинаковом количестве арматуры. Однако диаметры отверстий от пробивных ударов обратно пропорциональны высоте падения (рис. 3).

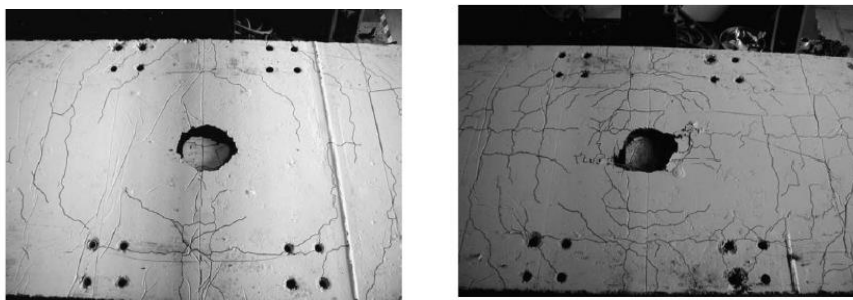
*a**b*

Рис. 3. Трещины вдоль верхних поверхностей [21]:

a — падение с высоты 305 мм на плиту с арматурной сеткой;

b — падение с высоты 610 мм на плиту с арматурной сеткой

Fig. 3. Crack patterns along the top surfaces [21]:

a — fall from a height of 305 mm onto a slab with reinforcing mesh;

b — fall from a height of 610 mm onto a slab with reinforcing mesh

Отслоение бетона зависело от типа и количества арматуры. Больше бетона отслаивалось с тыльной поверхности плит с наименьшим количеством арматуры. В ходе испытаний максимальная нагрузка, измеренная на плитах, не отличалась между образцами, поскольку разрыв арматуры определял разрушение элемента.

Исследование четырех серий испытаний — малого, среднего, большого масштаба и испытаний на продавливание — является еще одним примером исследований ударного поведения железобетонных плит. В центре внимания такого исследования было поведение камнепадных галерей под ударными нагрузками. Испытания малого масштаба были проведены [22], тогда как остальные серии были выполнены [23].

В испытаниях малого масштаба испытывались три квадратные плиты размером 900×900 мм. Толщина плит составляла 100 мм, за исключением третьей плиты, для которой она была уменьшена до 52 мм.

В первом испытании на образец с высоты 2 м был сброшен бетонный валун массой 825 кг и диаметром 800 мм. В четырех углах плиты были созданы условия простого опирания. Кроме того, плита была покрыта песчаной подушкой толщиной 190 мм для рассеивания энергии. Во втором испытании к образцу приложили сервоуправляемый привод с максимальной

грузоподъемностью 100 кН, смещение составило 20 мм. В третьем испытании ударная нагрузка создавалась гидравлическим ударом. В ходе испытаний измерялись реакции опоры, деформации, ускорения и смещения (рис. 4).

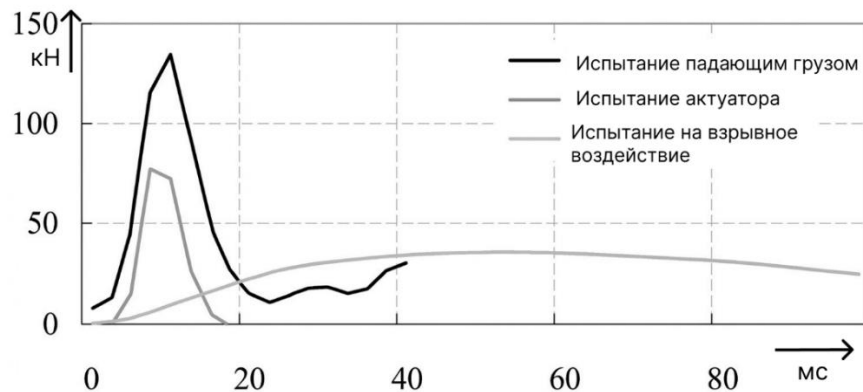


Рис. 4. Суммарные силы реакции (кН) в зависимости от времени (мс) на опорах для трех испытаний [22]
Fig. 4. Total reaction forces (kN) vs. time (ms) at supports for three tests [22]

Испытания на падение груза проводились в среднем масштабе. Были испытаны три железобетонные плиты размером $1500 \times 1500 \times 230$ мм с простым опиранием (рис. 5).

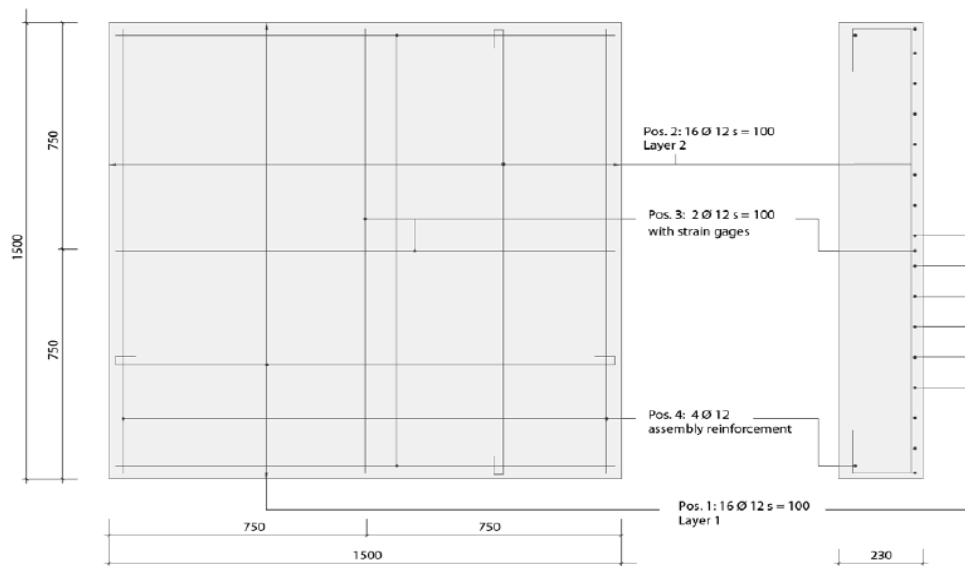


Рис. 5. Схема армирования плит (все размеры указаны в мм) [23]
Fig. 5. Reinforcement layout of slabs (all dimensions in mm) [23]

В этих испытаниях использовались три различных типа подушек. Падающий груз составлял 825 кг, он сбрасывался с высоты 2 м, аналогично испытаниям падения груза в малом масштабе. Для различных типов подушек, включая песок, пеностекло и гравий, были рассчитаны скорости удара, энергия удара, глубина проникновения, максимальные силы реакции и ускорения, а также рассеянная энергия. Прогибы в центре плиты определялись путем двукратного интегрирования ускорений (рис. 6).

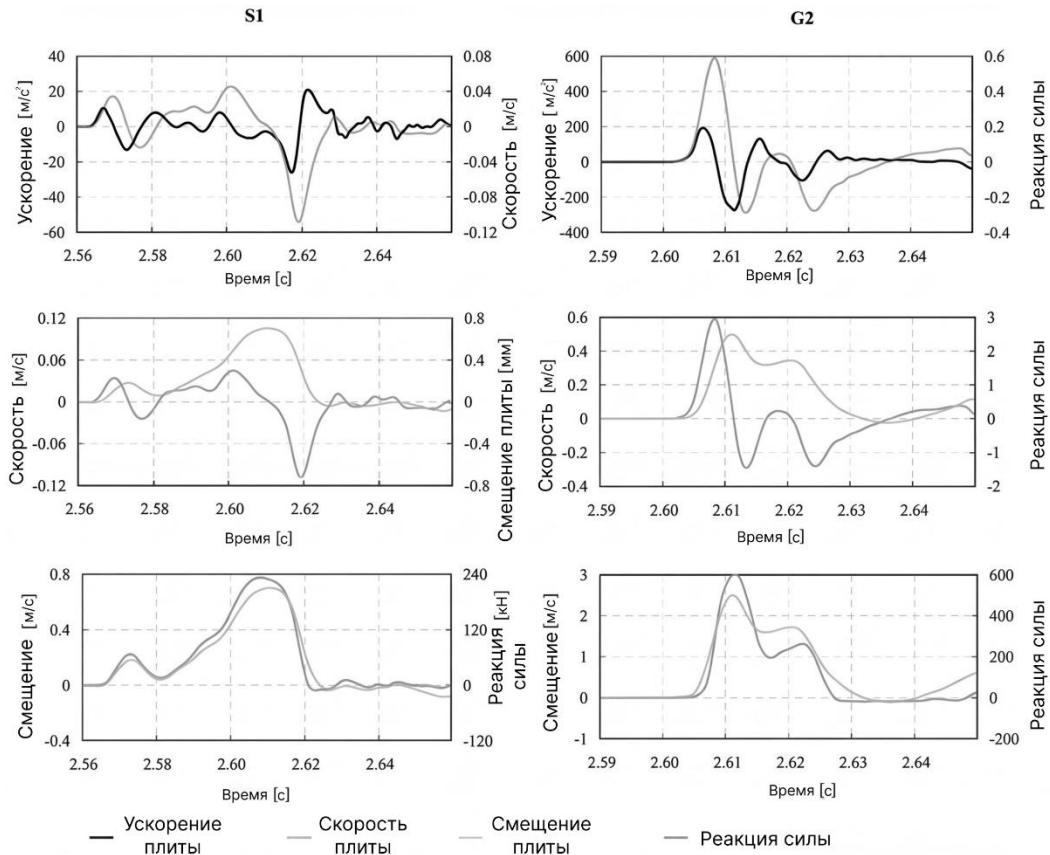


Рис. 6. Прогобы в центре плиты для песчаной (S1) и гравийной (G1) подушки [23]
Fig. 6. Deflection of slab center for with sand (S1) and gravel (G1) cushion [23]

Для крупногабаритных испытаний были доведены до разрушения шесть железобетонных плит, покрытых подушками. Использовались три типа плит. Плиты 1 и 2 толщиной 250 мм не имели поперечной арматуры. Плиты 3 и 4 также не имели поперечной арматуры, но их толщина была увеличена до 350 мм. Последние две плиты имели поперечную арматуру, и их толщина также составляла 350 мм. Размеры всех шести плит составляли 3500 × 4500 мм.

Материал подушки и падающий груз во время испытаний оставались неизменными. Груз массой 300 кг падал с фиксированной скоростью и при различных диаметрах нагрузки. Скорость удара варьировалась от 6 до 10 м/с. Диаметр падающего груза составлял 60 мм для первой плиты и 150 мм для остальных пяти. Плиты имели размеры 2000 × 2000 × 180 мм, и сверху была уложена песчаная подушка толщиной 100 мм (рис. 7).

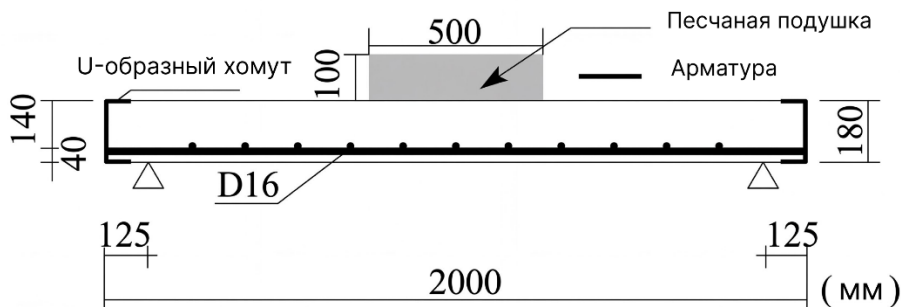


Рис. 7. Поперечное сечение железобетонной плиты [23]
Fig. 7. Cross-section of reinforced concrete slab [23]

Пробитие наблюдалось у всех плит. Меньшее количество трещин при изгибе и более низкое сопротивление пробитию были отмечены при использовании падающего груза меньшего диаметра. На рис. 8 показаны картины трещин плит, испытанных при диаметре зоны нагружения 60 мм (S6) и 150 мм (S15).

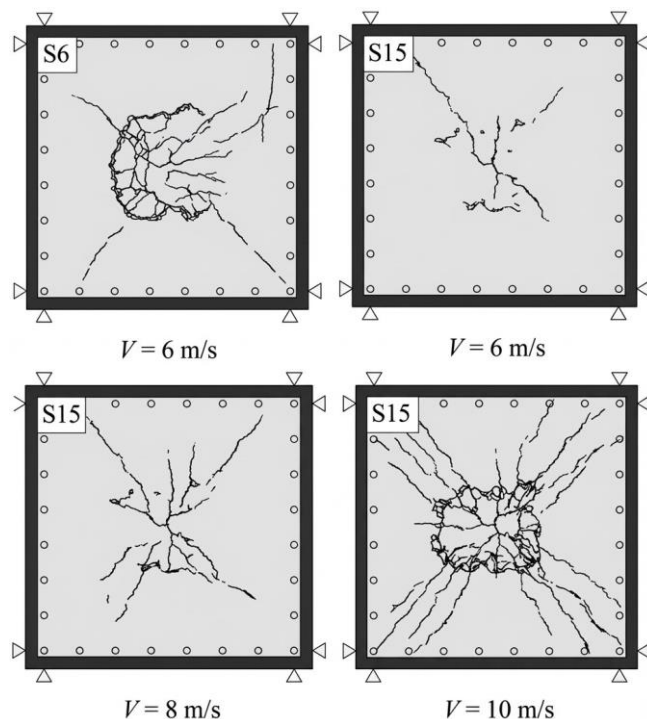


Рис. 8. Картины трещин после испытаний [24]

Fig. 8. Crack patterns after tests [24]

В работе [25] провели серию экспериментальных исследований железобетонных элементов, подвергнутых ударам падающих грузов. Целью исследования было проведение экспериментов и проверка метода численного моделирования. В исследовании использовали 18 балок и шесть плит. Были испытаны два типа плит: четыре размером $760 \times 760 \times 76$ мм и две размером $2300 \times 2300 \times 150$ мм (рис. 9). Плиты были пронумерованы от 1 до 4 для плит размером 0,76 м, и от 5 до 6 для плит размером 2,33 м. Все четыре плиты размером 0,76 м подвергались ударным нагрузкам с массой ударника 98,7 кг, тогда как для двух плит размером 2,33 м использовались массы 196,7 кг и 382 кг. Скорость удара составляла 6,5 м/с для плит 1–3. Плиты 4, 5 и 6 подвергались ударам со скоростью 8, 8,7 и 8,3 м/с соответственно. Коэффициент армирования плит составлял 0,6 % для плит 1, 2 и 3; 1,1 % для плиты 4; 0,5 % для плит 5 и 6. Прочность бетонных кубиков составляла 60 МПа для плит меньшего размера, тогда как для плит 5 и 6 она составляла 47,3 и 55,7 МПа, соответственно.

Опорные элементы были закреплены в горизонтальном и вертикальном направлениях в четырех углах. В испытаниях использовались два типа падающих грузов. Один из них был стальным диаметром 90 мм и имел наконечник с полусферическим профилем. Другой тип имел плоскую поверхность диаметром 100 мм.

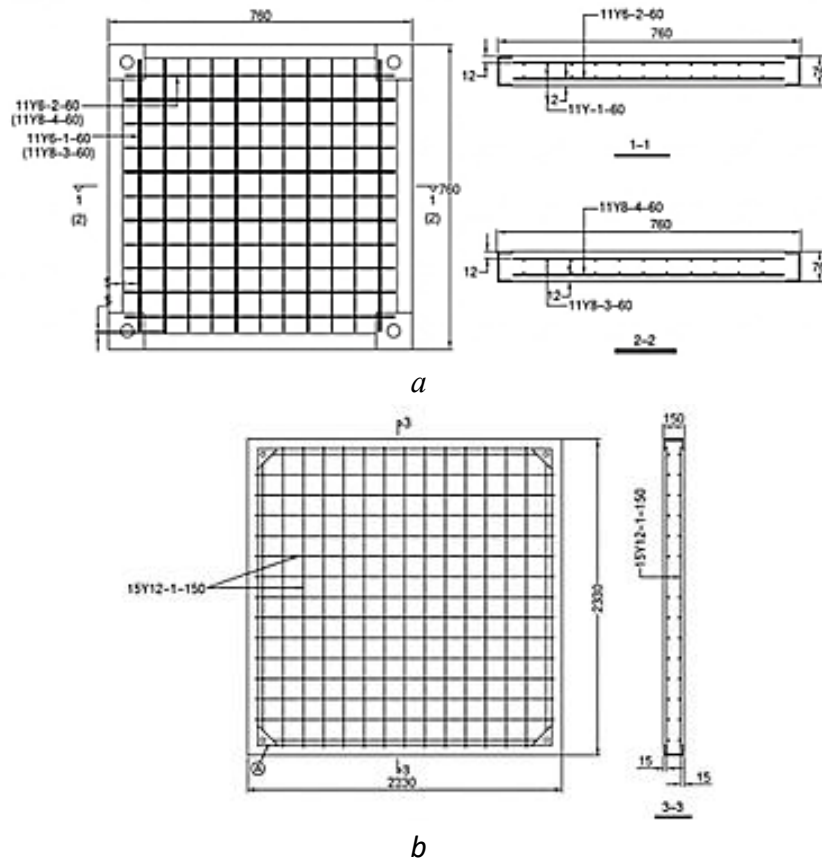


Рис. 9. Характеристики плит [25]:

a — квадратные плиты размером 0,76 м; *b* — квадратные плиты размером 2,33 м

Fig. 9. Details of the slabs [25]:

a — square slabs measuring 0.76 m; *b* — square slabs measuring 2.33 m

В испытаниях все плиты подвергались воздействию падающего груза с полусферическим наконечником, за исключением одной квадратной плиты размером 0,76 м, которая была испытана с использованием падающего груза с плоской поверхностью. Использование различных типов падающих грузов показало, что полусферический наконечник ударника создает более круглую зону отслаивания на нижней поверхности плиты по сравнению с плоским наконечником. На рис. 10 показаны повреждения на обеих поверхностях шести плит.

Как уже упоминалось, данное исследование включало изучение поведения железобетонных элементов при низкоскоростном ударе для проверки численного моделирования. По этой причине эмпирические формулы, прогнозирующие диаметры отслоений и толщину плиты для предотвращения пробития, сравнивались с результатами испытаний. Также были представлены переходные ударные нагрузки на плиты и переходные деформации арматуры.

В работе [26] также провели несколько испытаний бетонных плит на удар. В своем исследовании изучалось поведение железобетонных плит с различными типами бетона, включая обыкновенный бетон, высокопрочный бетон (ВПБ) и сверхвысокопрочный бетон (СВПБ).

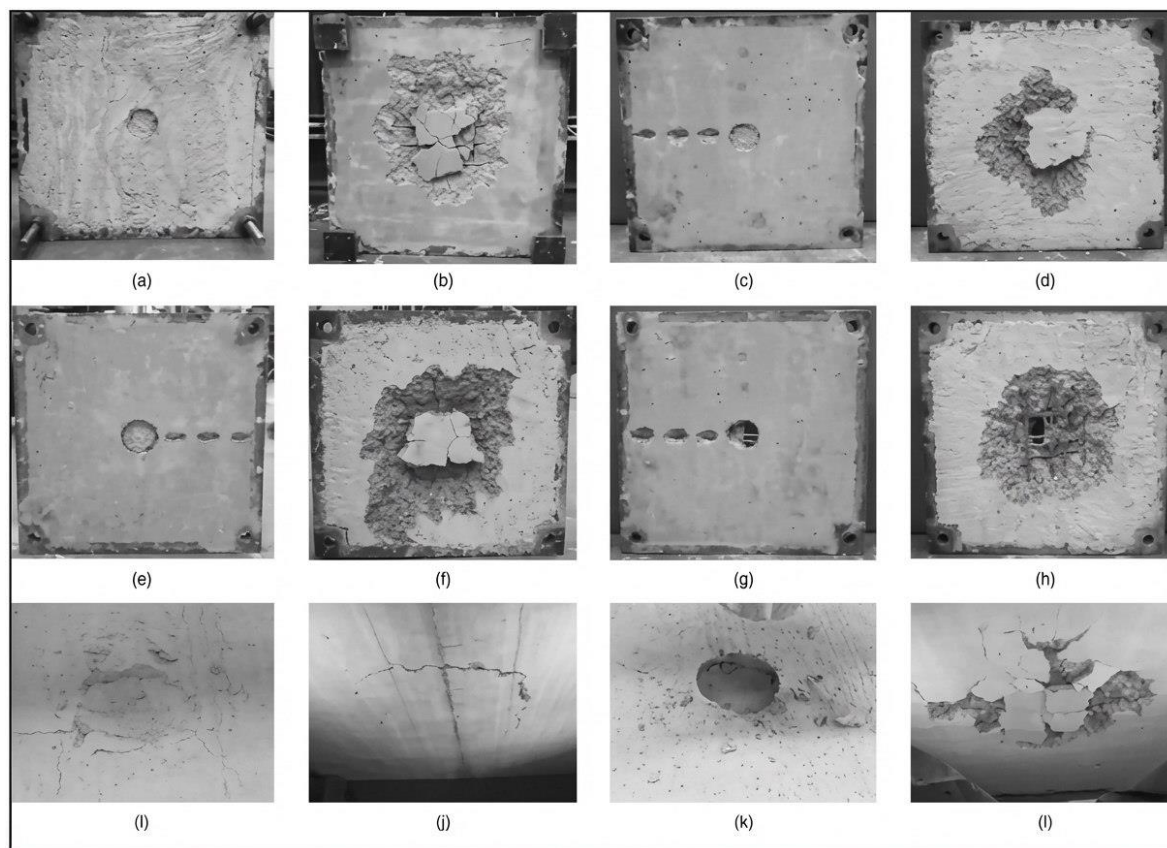


Рис. 10. Поверхности плиты после удара [25]:

a — верхняя грань плиты 1; *b* — нижняя грань плиты 1; *c* — верхняя грань плиты 2; *d* — нижняя грань плиты 2; *e* — верхняя грань плиты 3; *f* — нижняя грань плиты 3; *g* — верхняя грань плиты 4; *h* — нижняя грань плиты 4; *i* — верхняя грань плиты 5; *j* — нижняя грань плиты 5; *k* — верхняя грань плиты 6; *l* — нижняя грань плиты 6

Fig. 10. Slab faces after impact [25]:

a — upper edge of slab 1; *b* — lower edge of slab 1; *c* — upper edge of slab 2; *d* — lower edge of slab 2; *e* — upper edge of slab 3; *f* — lower edge of slab 3; *g* — upper edge of slab 4; *h* — lower edge of slab 4; *i* — upper edge of slab 5; *j* — lower edge of slab 5; *k* — upper edge of slab 6; *l* — lower edge of slab 6

Исследование включает испытания 15 железобетонных плит размерами $1000 \times 1000 \times 150$ мм. Плиты были сгруппированы по типу бетона. Все плиты имели одинаковую схему армирования стальной сеткой, состоящей из стержней диаметром 10 мм с шагом 150 мм в обоих направлениях и пределом текучести 500 МПа. В дополнение к продольному армированию две плиты были армированы U-образными хомутами для повышения сопротивления поперечным силам. Шесть плит также были дополнительно армированы фибросеткой. В четырех углах плиты опирание простое, а усилия в опорах определялись с помощью тензодатчиков.

Для проведения испытаний на ударную нагрузку цилиндрический закаленный стальной предмет диаметром 10 см и высотой 20 см сбрасывали в центре плит. Как видно из таблицы, высота падения и скорость масс варьировались, в то время как масса сбрасываемого груза оставалась неизменной, за исключением первого испытания. Высота падения изменялась от 3 до 9 м, в результате чего скорость изменялась от 7,7 до 13,3 м/с.

Исходные данные экспериментальных исследований [26]

Initial data from experimental studies [26]

Наименование	Бетон	Кубическая прочность, Н/мм ²	Сетки	Поперечные стержни	Материал	Масса падения, кг	Высота падения, м	Скорость, м/с
В1	C20/25	34,7	φ10 мм 150 мм	–	–	290	6,0	10,8
В2	C20/25	34,7	φ10 мм 150 мм	–	–	183	7,5	12,1
В3	C20/25	34,7	φ10 мм 150 мм	–	–	183	9,0	13,3
В4	C20/25	34,7	φ10 мм 150 мм	φ6 мм	–	183	7,5	12,1
В5	C20 / 25	34,7	φ10 мм 150 мм	φ6 мм	–	183	7,5	12,1
В6	C20/25	34,7	φ10 мм 150 мм	–	Сталь	183	7,5	12,1
В7	C20/25	34,7	φ10 мм 150мм	–	Сталь	183	7,5	12,1
В8	C20/25	34,7	φ10 мм 150 мм	–	Углеродная ткань	183	7,5	12,1
В9	C20/25	34,7	φ10 мм 150 мм	–	Углеродная ткань	183	7,5	12,1
С1	C70/S5	76,7	φ10 мм 150 мм	–	–	183	3,0	7,7
С2	C70/S5	76,7	φ10 мм 150 мм	–	–	183	5,5	10,4
С3	C70/85	76,7	φ10 мм 150 мм	–	Сталь	183	5,5	10,4
С4	C70/S5	76,7	φ10 мм 150 мм	–	Сталь	183	7,5	12,1
Д1	UHPC	185,2	φ10 мм 150 мм	–	–	183	5,5	10,4
Д2	UHPC	184,1	φ10 мм 150 мм	–	–	183	3,5	7,7

После испытаний все плиты с обычным бетоном и стандартной стальной арматурой, включая плиты с поперечной арматурой, получили повреждения (рис. 11). Плиты с дополнительной тканевой арматурой также были повреждены, но не полностью пробиты (рис. 12.).



Рис. 11. Плиты со стандартной стальной арматурой (B3, слева) и дополнительным хомутом (B4, справа) [26]
Fig. 11. Slabs with standard steel reinforcement (B3, left) and additional stirrup reinforcement (B4, right) [26]

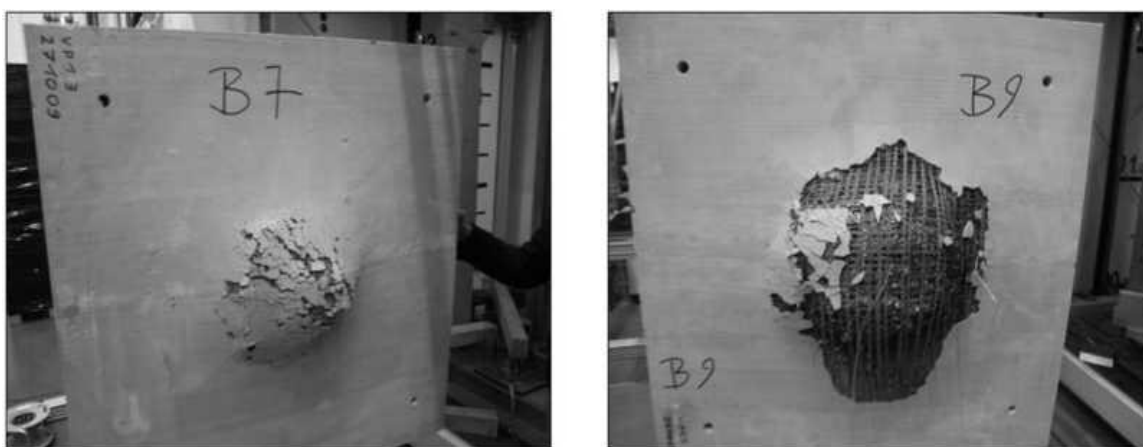


Рис. 12. Стандартная бетонная плита с дополнительной стальной тканью (B7, слева) и с углеродной тканью (B9, справа) [26]
Fig. 12. Standard concrete slab with additional steel fabric (B7, left) and with carbon fabric (B9, right) [26]

Различия в поведении вышеупомянутых плит наблюдались также в группе высокопрочных бетонных плит с дополнительным армированием тканью и без него.

На рис. 13 представлены измерения и общая реакция плиты. Как ясно видно на графике зависимости прогиба от времени, изгиб начался как вторая часть структурной реакции. Опорные реакции также начали возрастать через 4 мс после первого контакта. В момент удара на верхней поверхности плиты наблюдалась деформация от растягивающих напряжений.

Исследование [24] включало сравнение численного моделирования с экспериментальными данными. Испытания были разработаны как удар падающего груза по железобетонным плитам с тремя различными типами опор: опоры вдоль четырех краев, опоры на противоположных краях, опоры только на одном крае и точечные опоры в двух углах. Сравнение численного анализа с экспериментальными данными проводилось по временным зависимостям динамического отклика, максимальным реакционным силам, максимальным прогибам в середине плит и основным картинам трещин.

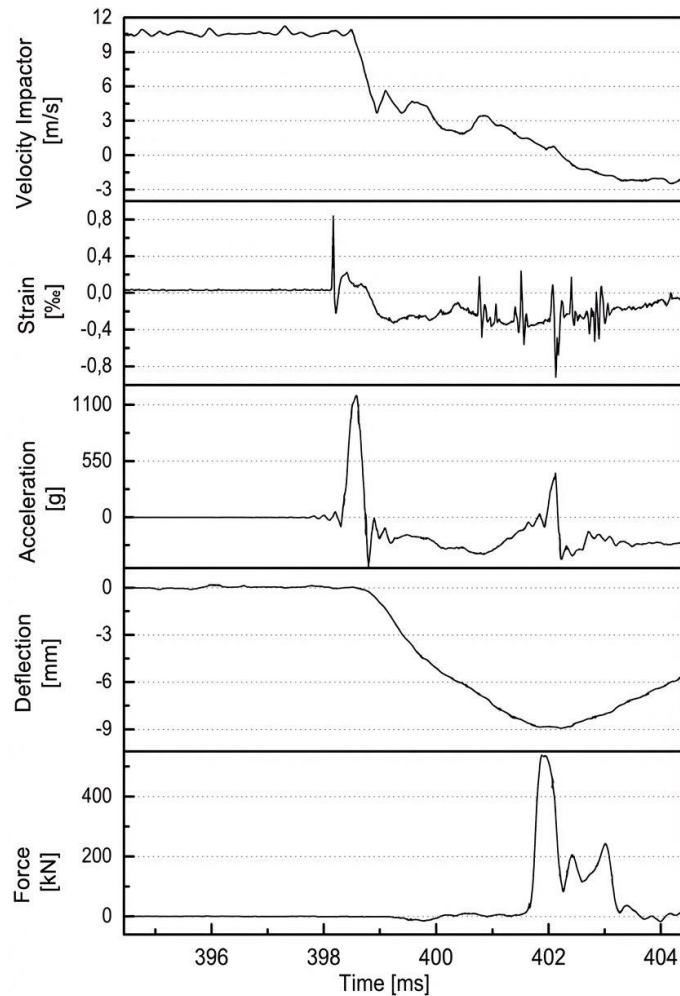


Рис. 13. Измерения при испытании плиты [26]

Fig. 13. Measurements during slab testing [26]

Размеры использованных в испытаниях железобетонных плит составляли $2000 \times 2000 \times 180$ мм, а арматура размещалась только в нижней части плит с шагом 150 мм в обоих направлениях и диаметром 16 мм. Схема расположения арматуры приведена на рис. 14.

Датчики нагрузки были размещены на опорах для измерения реакционных сил, а плиты были закреплены в углах, чтобы предотвратить отрыв. Опоры могли свободно вращаться, но горизонтальное перемещение было ограничено.

В качестве испытательного груза был применен груз массой 300 кг, который сбрасывался свободно с фиксированной скоростью удара 4 м/с. Диаметр падающего груза составлял 90 мм, а его наконечник был сферическим с радиусом 507 мм и конусностью 2 мм.

Предполагается, что деформации падающего груза, опор и датчиков нагрузки остаются в упругой области. Прочность бетона на сжатие составляла 26,6 МПа.

Согласно экспериментальным результатам, максимальные ударные силы не зависели от граничных условий, а кривые зависимости от времени, полученные в результате численного анализа, были близки к экспериментальным данным. Однако максимальные силы удара, полученные в результате численного анализа, были меньше экспериментальных. Для реакционных сил форма кривых зависимости от времени не отличалась, а кривые зависимости прогиба от

времени также имели схожую форму. Помимо кривых зависимости прогиба от времени, максимальный прогиб плит, по-видимому, не зависел от граничных условий (рис. 15).

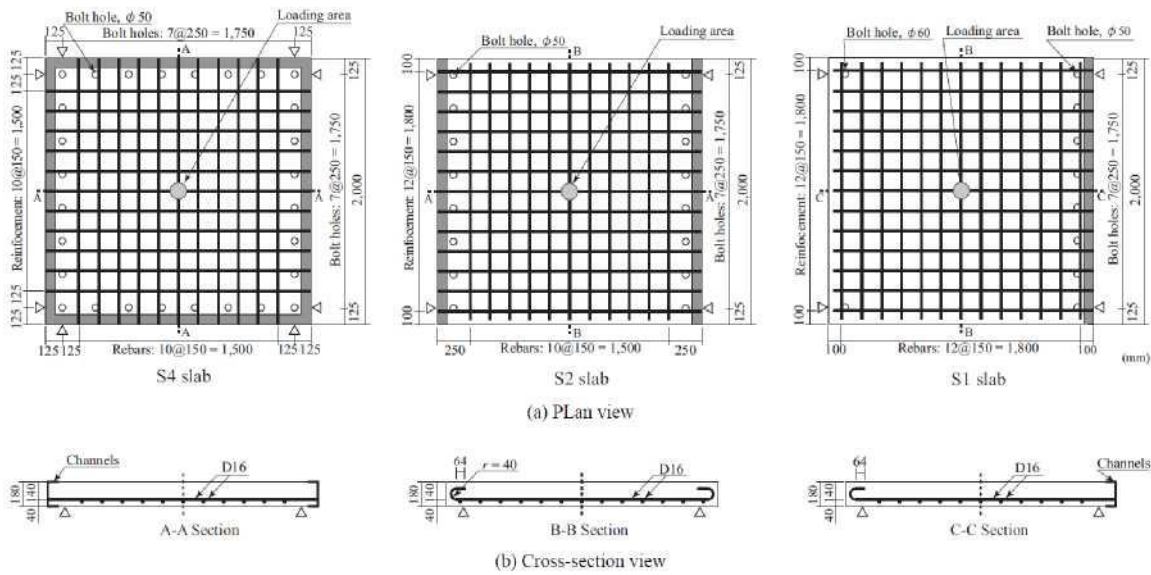


Рис. 14. Размеры, схема армирования и условия крепления плит [24]
Fig. 14. Dimensions, reinforcement layout and support conditions for each slab [24]

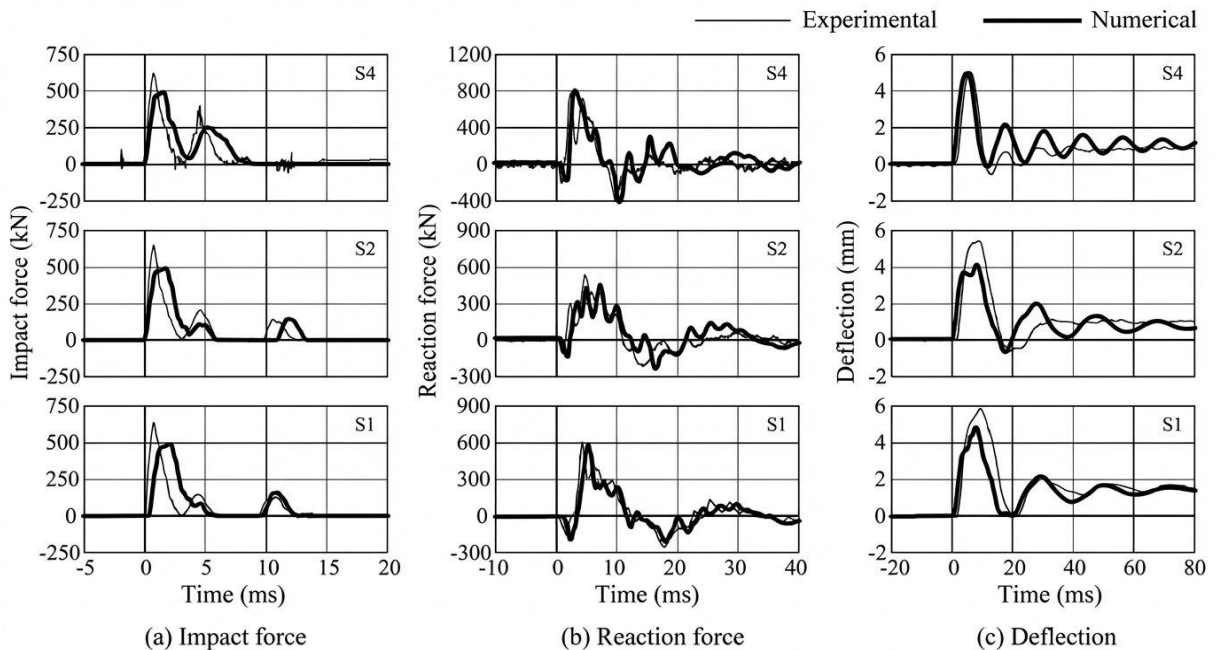


Рис. 15. Зависимости силы удара, силы реакции и прогиба от времени [24]
Fig. 15. Time histories of impact force, reaction force and deflection [24]

На рис. 16 отчетливо видно, что плита S1 растрескана больше остальных. Растрескивание было вызвано сочетанием продавливания, крутящего момента и одностороннего изгиба. Следовательно, можно сделать вывод, что из-за условий крепления наиболее гибкой была плита S1.

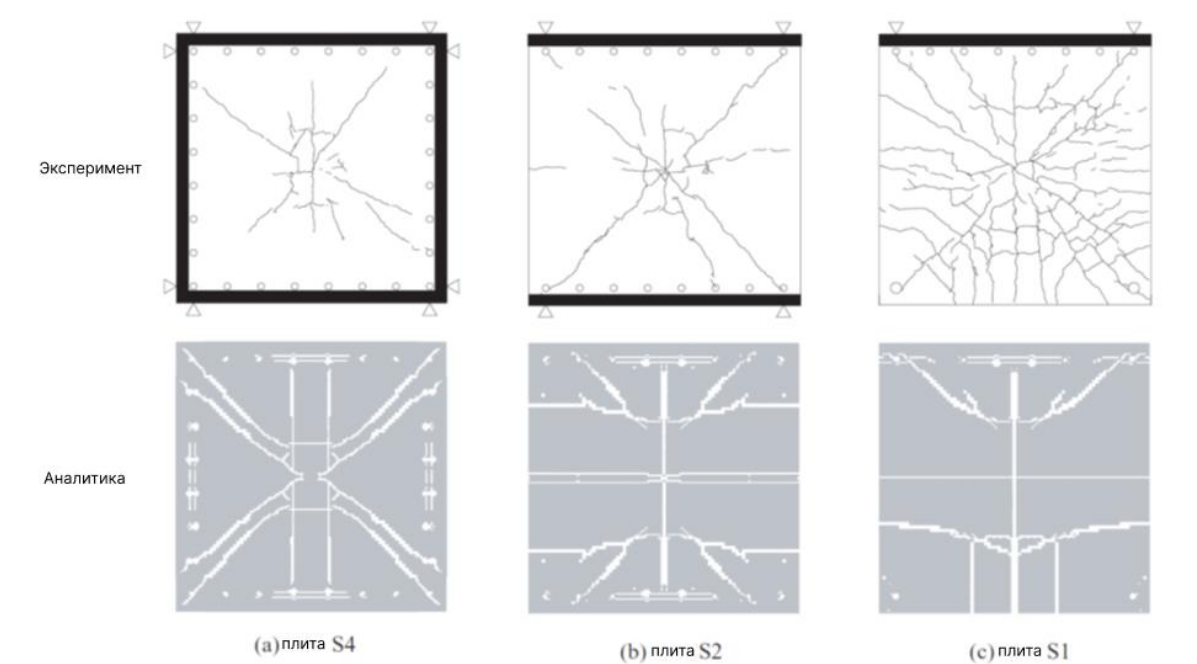


Рис. 16. Картина трещин в плитах S4, S2, S1 [24]

Fig. 16. Crack patterns in S4, S2, S1 slab [24]

Когда к массе прикладывается сила, зависящая от времени, то при игнорировании силы демпфирования ей противодействуют силы инерции, равные по величине произведению массы на ускорение и опорные реакции. С целью определения сил инерции для плит квадрант плит был оснащен 16 датчиками RLPT, которые использовались для вычисления ускорений по перемещениям. Для расчета сил инерции каждая плита была разделена на 64 четырехугольных элемента с четырьмя узлами. В этих элементах каждый угол соответствовал местоположению датчика RLPT. Ускорения для каждого углового узла рассчитывались по второй производной от перемещений, при этом предполагалось линейное изменение ускорений между углами. К данным о перемещениях и их производным применялись соответствующие фильтры. Силы инерции рассчитывались путем умножения ускорений на единицу массы и интегрирования по плите. Для численного интегрирования использовался метод Гаусса с 2×2 точками интегрирования.

Как пояснялось выше, ожидается, что сила, создаваемая ударом, будет равна сумме инерционных сил и сил реакции опоры. Зависимости силы от времени в ходе ударных испытаний представлены на рис. 17 и 18.

Согласно зависимостям силы от времени, вычисленные инерционные силы начинают действовать до момента удара падающего груза на плиту. Эта ошибка была вызвана применением цифровых фильтров к полученным скоростям из перемещений, что создало несколько искусственных пиков в отфильтрованных сигналах на более ранних временных шагах. Однако на рис. 17 и 18 видно, что реакции на удар выравниваются после первых циклов воздействия сил.

При сравнении результатов статических и ударных испытаний для идентичных образцов четко видно, что измеренные пиковые реакции опоры в статических испытаниях составляли примерно половину пиковых реакций опоры, измеренных в ударных испытаниях. Для исследования этой разницы в несущей способности был смоделирован квадрант плиты в

SAP2000 с использованием метода конечных элементов. В этой линейно-упругой модели распределение моментов и поперечных сил рассчитывалось в момент удара, когда вся сила удара воспринималась только силами инерции, т.е. опорные реакции были равны нулю. Рассчитанные силы инерции в этот момент подавались в модель как статические силы для расчета распределения сил в случае удара, тогда как та же нагрузка прикладывалась статически в середине для расчета распределения сил в статическом случае.

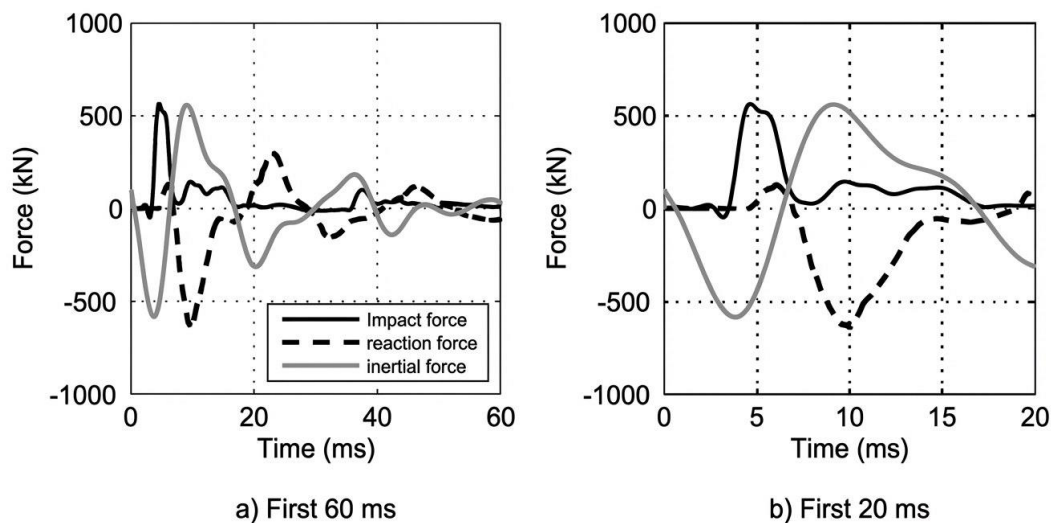


Рис. 17. Динамическое равновесие плит с шагом армирования 100 мм
Fig. 17. Dynamic equilibrium slab with a 100 mm reinforcement spacing

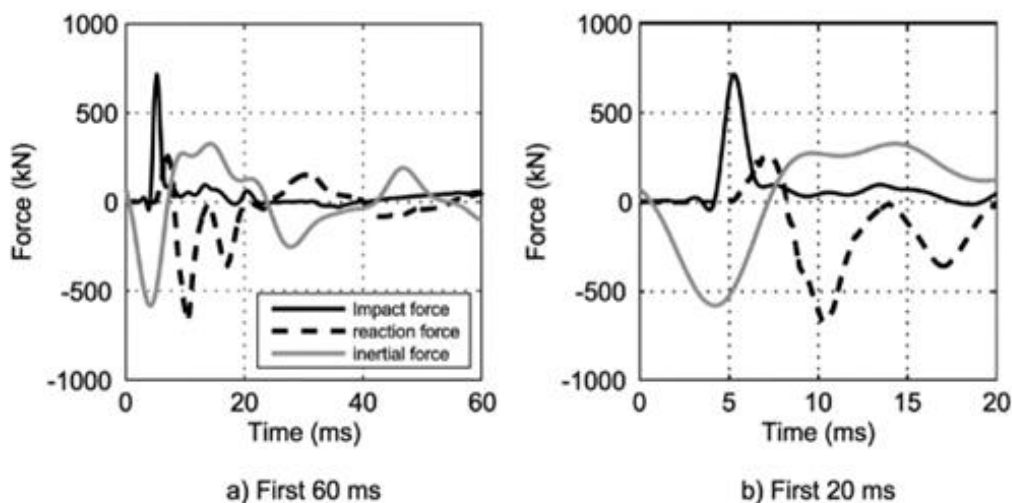


Рис. 18. Динамическое равновесие плит с шагом армирования 200 мм
Fig. 18. Dynamic equilibrium slab with a 200 mm reinforcement spacing

Результаты анализа показывают, что одинаковая суммарная нагрузка для условий удара и статического нагружения создает приблизительно одинаковые максимальные поперечные силы вокруг точки удара (рис. 19, *a, b*), но максимальные моменты, создаваемые силами удара, составляют приблизительно половину моментов, создаваемых в условиях статической нагрузки (рис. 19, *c, d*).

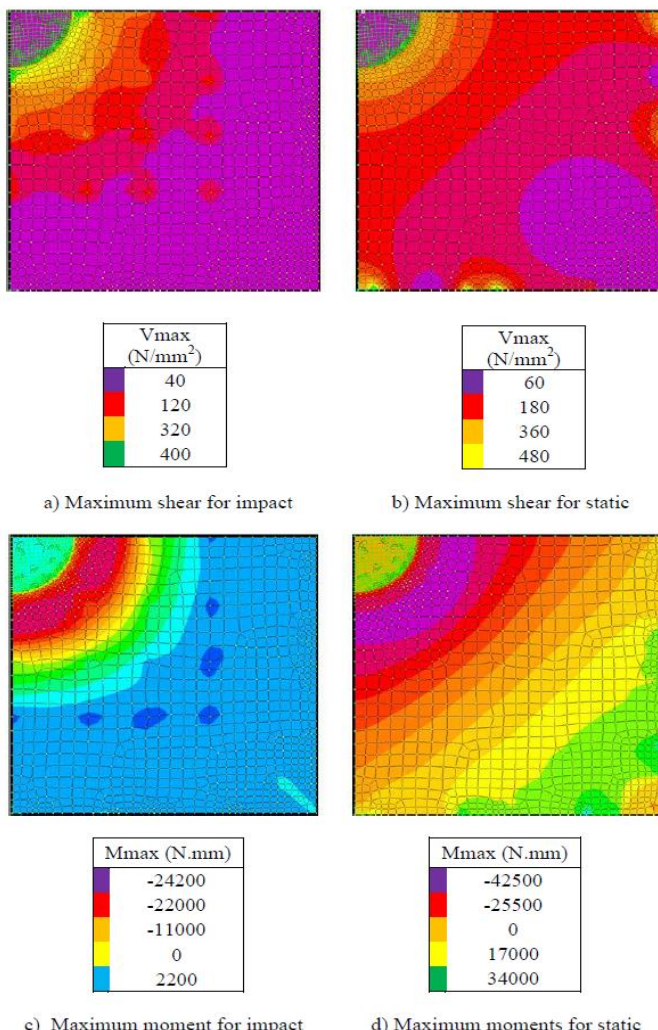


Рис. 19. Распределение максимального момента и поперечных сил для ударных (*a, c*) и статических (*b, d*) случаев

Fig. 19. Maximum moment and shear distributions for impact (*a, c*) and static (*b, d*) cases

Это может объяснить более высокую несущую способность, наблюдаемую в случае удара, поскольку сочетание поперечных сил и моментов приводит к разрушению при более низких уровнях нагрузки в статическом случае. Иными словами, плиты могут выдерживать более высокие поперечные нагрузки из-за меньших моментов при ударе. Для дальнейшего изучения этого явления необходимо провести подробные численные исследования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В данной работе изучалось поведение железобетонных плит при ударе. Результаты испытаний и анализ данных сводятся к следующему:

1. В условиях статической нагрузки все образцы демонстрировали изгибную деформацию с образованием радиальных трещин, распространяющихся от точки приложения нагрузки к краям, что соответствует теории линии текучести, но разрушались при поперечном продавливании, образуя видимый конус продавливания.

2. Увеличение коэффициента продольного армирования влияет на пластичность и статическую несущую способность. Образец с наибольшим коэффициентом армирования выдержал наибольшую нагрузку, но при этом разрушился хрупким образом.

3. Ударные испытания выявили важность инерционных сил. Согласно данным о зависимости силы от времени, полученным в ходе анализа этих испытаний, на начальных этапах ударные нагрузки компенсируются инерционными силами плит. Силы, возникающие в опорах, становятся более выраженными после удара, и на этом этапе наблюдается равновесие. Кроме того, все измеренные силы реакции были приблизительно одинаковыми, тогда как ударные силы, равные по величине произведению массы на ускорение, различались.

4. При сравнении сил, возникающих в опорах при ударной и статической нагрузках, измеренные силы реакции при ударной нагрузке выше, чем при статической нагрузке, независимо от того, произошло разрушение или нет. Кроме того, направление сил, измеренных в опорах, противоположно друг другу при статической и ударной нагрузках.

5. Профили перемещений соответствуют направлению сил при статической нагрузке, но при ударных нагрузках распределение сил на образце изменяется из-за возникновения очень высоких ускорений, которые, вызывая высокие инерционные силы, не позволяют частям образца следовать за другими частями. Это запаздывание реакции явно видно при сравнении профилей перемещений при статических и ударных нагрузках для одинаковых прогибов в средней точке. Вследствие этого различия в поведении перемещений измеренные реакции опор также имеют противоположное направление. В статических условиях для опор посередине и вдоль краев измеряют сжимающие нагрузки, а для опор в углах — растягивающие; в случае ударных нагрузок ситуация обратная.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М. : Стройиздат, 1970. 292 с.
2. Белов Н.Н., Кабанцев О.В., Коняев А.А., Копаница Д.Г., Толкачев В.Ф., Югов А.А., Югов Н.Т. Расчет прочности железобетона на ударные нагрузки // Прикладная механика и техническая физика. 2006. Т. 47. № 6 (280). С. 165–173.
3. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С., Забегаев А.В. Расчет конструкции на динамические специальные нагрузки. М. : Высшая школа, 1992. 319 с.
4. Кабанцев О.В., Тонких Г.П., Листов В.Л. Обзор исследований устойчивости железобетонных конструкций защитных сооружений гражданской обороны // Технологии гражданской безопасности. 2025. Т. 22. № 3 (85). С. 51–60.
5. Belov N.N., Yugov N.T., Tonkikh G.P., Plyaskin A.S., Babarykina A.I. Numerical Study of the High-Speed Impact of a Steel Projectile on a Concrete Target // Russian Physics Journal. 2024. Т. 67. № 3. С. 267–272.
6. Пляскин А.С., Бабарыкина А.И., Тонких Г.П. Математическое моделирование высокоскоростного взаимодействия стального ударника и преграды // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2023. № 6 (774). С. 5–12.
7. Тамразян А.Г. Горизонтальное динамическое воздействие по нижней части колонны с учетом совместной работы с элементом сооружения // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 10. № 2. С. 3–16.
8. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Прочность и несущая способность сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях повышенных температур // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 56–60.
9. Тамразян А.Г. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3. С. 29–35.
10. Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий // Жилищное строительство. 2005. № 1. С. 7.

11. *Robins B.* New Principles of Gunnery. 1742. P. 25.
12. *Corbett A. et al.* Genetic analysis of macromolecular transport across the nuclear envelope // *Exp Cell Res.* 1996. Vol. 229 (2). Pp. 212–216.
13. *Danziger A.N., Yankelevsky D.Z.* The Response of High-Strength Concrete to a Strong Projectile Impact // *International Journal of Impact Engineering.* 1996. Vol. 18. Issue 6. Pp. 583–599.
14. *Wu K., Fang Q., Chen X.W., Gong Z.M., Liu J.Z.* Projectile Penetration of Ultra-High-Performance Cement-Based Composites at 510–1320 m/s // *Journal of Construction and Building Materials.* 2015. Vol. 74. Pp. 188–200.
15. *Sun K.Y., Yu Z., Wang Z., Liu X.* A New Protective Coating for Enhanced Projectile Impact Resistance of Concrete // *Journal of Dynamic Behavior of Materials.* 2015. Vol. 96. Pp. 484–490.
16. *Pavlovich A., Fragassa K., Disich A.* Comparative numerical and experimental study of the impact of a projectile on reinforced concrete // *Composites Journal. Part B.* 2017. Vol. 108. Pp. 122–130.
17. *Christoffersen M., Toreskas O.L., Sumita Dey, Børvik T.* Ballistic Perforation Resistance of Thin Concrete Slabs Impacted by Pointed-Nose Steel Projectiles // *International Journal of Impact Engineering.* 2021. Vol. 156.
18. *Zhang M.H., Shim W.P.W., Lu G., Chu C.W.* Impact Performance of High-Strength Concrete // *International Journal of Impact Engineering.* 2005. Vol. 31 (7). Pp. 825–841.
19. *Кумляк О.Г., Галяутдинов З.Р., Галяутдинов Д.Р.* Влияние распора на прочность железобетонных балок на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении // *Известия высших учебных заведений. Строительство.* 2023. № 1 (769). С. 5–16.
20. *Галяутдинов З.Р.* Исследование железобетонных балок на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении // *Железобетонные конструкции.* 2023. No. 1 (1). Pp. 28–36.
21. *Zineddin M., Krauthammer T.* Dynamic Response and Behaviour of Reinforced Concrete Slabs under Impact Loading // *International Journal of Impact Engineering.* 2007. Vol. 34. Pp. 1517–1534.
22. *Buzzini D., Dazio A., Trüb M.* Quasi-Static Cyclic Tests on Three Hybrid Fibre Concrete Structural Walls : IBK Report No. 297. Zurich, Switzerland : Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 2006.
23. *Schellenberg K.* On the Design of Rockfall Protection Galleries. Zurich, Switzerland : Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 2009.
24. *Kishi N., Kurihashi Y., Ghadimi Khasraghy S., Mikami H.* Numerical Simulation of Impact Response Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Slabs under Falling-Weight Impact Loading // *Applied Mechanics and Materials.* 2011. Vol. 82. Pp. 266–271.
25. *Chen Y., May I. M.* Reinforced Concrete Members under Drop-Weight Impacts // *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Structure and Buildings.* 2009. Vol. 162. Pp. 45, 56.
26. *Hummeltenberg A., Beckmann B., Weber T., Curbach M.* Investigation of Concrete Slabs under Impact Load // *Applied Mechanics and Materials.* 2011. Vol. 82. Pp. 398–403.

REFERENCES

1. *Bazhenov Yu.M.* *Concrete under dynamic loading.* Moscow, Stroyizdat, 1970; 292. (In Russian).
2. *Belov N.N., Kabantsev O.V., Konyaev A.A., Kopanitsa D.G., Tolkachev V.F., Yugov A.A., Yugov N.T.* Calculation of Reinforced Concrete Strength under Impact Loads. *Applied Mechanics and Technical Physics.* 2006; 47:6(280):165-173. (In Russian).
3. *Popov N.N., Rastorguev B S., Zabegaev A.V.* *Calculation of Structures for Special Dynamic Loads.* Moscow, Higher School, 1992; 319. (In Russian).
4. *Kabantsev O.V., Tonkikh G.P., Listov V.L.* Review of studies of the stability of reinforced concrete structures of civil defense protective structures. *Civil Safety Technologies.* 2025; 22:3(85):51-60. (In Russian).
5. *Belov N.N., Yugov N.T., Tonkikh G.P., Plyaskin A.S., Babarykina A.I.* Numerical Study of the High-Speed Impact of a Steel Projectile on a Concrete Target. *Russian Physics Journal.* 2024; 67(3):267-272.
6. *Plyaskin A.S., Babarykina A.I., Tonkikh G.P.* Mathematical Modeling of High-Speed Interaction between a Steel Impactor and an Obstacle. *News of Higher Educational Institutions. Construction.* 2023; 6(774):5-12. (In Russian).
7. *Tamrazyan A.G.* Horizontal Dynamic Impact on the Bottom of a Column Taking into Account Joint Action with a Structural Element. *Reinforced Concrete Structures.* 2025; 10(2):3-16. (In Russian).

8. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Strength and Bearing Capacity of Compressed Reinforced Concrete Elements under Dynamic Loading at Elevated Temperatures. *Industrial and Civil Engineering*. 2016; 7:56-60. (In Russian).
9. Tamrazyan A.G. Calculation of Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Elements under Dynamic Loading under Fire Exposures. *Industrial and Civil Engineering*. 2015; 3:29-35. (In Russian).
10. Tamrazyan A.G. Fire Impact Resistance of Load-Bearing Reinforced Concrete Structures of High-Rise Buildings. *Housing Construction*. 2005; 1:7. (In Russian).
11. Robins B. *New Principles of Gunnery*. 1742; 25.
12. Corbett A. et al. Genetic analysis of macromolecular transport across the nuclear envelope. *Exp Cell Res*. 1996; 229(2):212-216.
13. Danziger A.N., Yankelevsky D.Z. The Response of High-Strength Concrete to a Strong Projectile Impact. *International Journal of Impact Engineering*. 1996; 18(6):583-599.
14. Wu K., Fang Q., Chen X.W., Gong Z.M., Liu J.Z. Projectile Penetration of Ultra-High-Performance Cement-Based Composites at 510–1320 m/s. *Journal of Construction and Building Materials*. 2015; 74:188-200.
15. Sun K.Y., Yu Z., Wang Z., Liu X. A New Protective Coating for Enhanced Projectile Impact Resistance of Concrete. *Journal of Dynamic Behavior of Materials*. 2015; 96:484-490.
16. Pavlovich A., Fragassa K., Disich A. Comparative numerical and experimental study of the impact of a projectile on reinforced concrete. *Composites Journal, Part B*. 2017; 108:122-130.
17. Christoffersen M., Toreskas O.L., Sumita Dey, Børvik T. Ballistic Perforation Resistance of Thin Concrete Slabs Impacted by Pointed-Nose Steel Projectiles. *International Journal of Impact Engineering*. 2021; 156.
18. Zhang M.H., Shim W.P.W., Lu G., Chu C.W. Impact Performance of High-Strength Concrete. *International Journal of Impact Engineering*. 2005; 31(7):825-841.
19. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Galyautdinov D.R. Effect of thrust on the strength of reinforced concrete beams on yielding supports under short-term dynamic loading. *News of higher educational institutions. Construction*. 2023; 1(769):5-16. (In Russian).
20. Galyautdinov Z.R. Study of reinforced concrete beams on yielding supports under short-term dynamic loading. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):28-36. (In Russian).
21. Zineddin M., Krauthammer T. Dynamic Response and Behaviour of Reinforced Concrete Slabs under Impact Loading. *International Journal of Impact Engineering*. 2007; 34:1517-1534.
22. Buzzini D., Dazio A., Trüb M. *Quasi-Static Cyclic Tests on Three Hybrid Fibre Concrete Structural Walls : IBK Report No. 297*. Zurich, Switzerland, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 2006.
23. Schellenberg K. *On the Design of Rockfall Protection Galleries*. Institute of Structural Engineering. Zurich, Switzerland, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 2009.
24. Kishi N., Kurihashi Y., Ghadimi Khasraghy S., Mikami H. Numerical Simulation of Impact Response Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Slabs under Falling-Weight Impact Loading. *Applied Mechanics and Materials*. 2011; 82:266-271.
25. Chen Y., May I.M. Reinforced Concrete Members under Drop-Weight Impacts. *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Structure and Buildings*. 2009; 162:45-56.
26. Hummeltenberg A., Beckmann B., Weber T., Curbach M. Investigation of Concrete Slabs under Impact Load. *Applied Mechanics and Materials*. 2011; 82:398-403.



УДК 624.03

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.1.24-33

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Остаточный ресурс железобетонных балок на грунтовом основании при динамических воздействиях в условиях длительной эксплуатации

М.В. Берлинов, М.Н. Берлинова*

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

* BerlinovaMN@mgsu.ru

Ключевые слова: остаточный ресурс, железобетонная балка, метод интегральных оценок, нелинейность деформирования, виброползучесть, грунты основания

История статьи

Поступила в редакцию: 12.01.2026

Доработана: 17.01.2026

Принята к публикации: 20.01.2026

Для цитирования

Берлинов М.В., Берлинова М.Н. Остаточный ресурс железобетонных балок на грунтовом основании при динамических воздействиях в условиях длительной эксплуатации // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 13. № 1. С. 24–33.

Аннотация. В статье представлены основные положения методики расчета остаточного ресурса железобетонной балки на грунтовом основании в условиях нелинейного и неравновесного деформирования при динамическом режиме нагружения в условиях длительной эксплуатации. Процесс деформирования рассмотрен с феноменологических позиций на основе метода интегральных оценок. Представлена расчетная оценка остаточного ресурса при длительной эксплуатации железобетонной балки на нелинейно-деформируемом грунтовом основании с учетом коррозионных повреждений в различные периоды эксплуатации в целях обеспечения безопасности. Приведен расчет остаточного ресурса железобетонной балки при различных сроках длительной эксплуатации. Предлагаемый метод расчета учитывает реальные свойства материалов в условиях внешнего деформирования и наряду с учетом остаточного ресурса позволит получать более безопасные и экономичные конструкции.

Residual Resource of Reinforced Concrete Beams on a Soil Base under Dynamic Loads in Conditions in Long-Term Exploitation

M.V. Berlinov, M.N. Berlinova*

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

* BerlinovaMN@mgsu.ru

Михаил Васильевич Берлинов, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры Железобетонных и каменных конструкций, 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: BerlinovMV@mgsu.ru

Марина Николаевна Берлинова, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры Железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4923-4060, Scopus: 57192657313, ResearcherID: C-3590-2019, ORCID: 0000-0003-2150-3996, E-mail: BerlinovaMN@mgsu.ru

© Берлинов М.В., Берлинова М.Н., 2026



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

Keywords: residual life, reinforced concrete beam, integral estimation method, nonlinearity of deformation, vibration creep, foundation soils

Article history

Received: 12.01.2026

Revised: 17.01.2026

Accepted: 20.01.2026

For citation

Berlinov M.V., Berlinova M.N. Residual Resource of Reinforced Concrete Beams on a Soil Base under Dynamic Loads in Conditions in Long-Term Exploitation. *Reinforced concrete structures*. 2026; 1(13):24-33.

Abstract. The article presents the main provisions of the method for calculating the residual life of a reinforced concrete beam on a soil base under conditions of nonlinear and non-equilibrium deformation under dynamic loading with conditions of long-term operation. The process of deformation is considered from a phenomenological position based on the method of integral assessments. An estimated estimate of the residual life during long-term operation of a reinforced concrete beam on a non-linearly deformable soil base is presented, taking into account corrosion damage in different periods of operation in order to ensure safety. The calculation of the residual life of a reinforced concrete beam at different periods of long-term operation is given. The proposed calculation method considering the real properties of materials under conditions of external deformation and, along with taking into account the residual life, will make it possible to obtain safer and more economical structures.

ВВЕДЕНИЕ

Остаточный ресурс любого строительного объекта представляет собой итоговую наработку на отказ в случае перехода его в предельное состояние от момента оценки его технического состояния при проведении технического обследования или иных методов контроля механической безопасности [1–4]. При этом в соответствии с нормативно-технической литературой считается, что наработка на отказ есть не что иное, как объем выработанного запаса прочности, трактуемый в относительных единицах силового сопротивления, который определяется расчетными методами групп предельных состояний и выражается некоторым запасом по прочности, деформациям или критериям устойчивости и трещиностойкости, при исчерпании которых возможно наступление одного из предельных состояний [5–10]. Такой подход дает возможность осуществлять необходимые меры по безопасности сооружений и прогнозировать остаточный ресурс на основе анализа закономерностей исчерпания прочности, жесткости и трещиностойкости, так как в действующих нормативных документах снижение несущей способности железобетона с учетом отрицательного влияния коррозионных, средовых, технологических, диверсионных и других воздействий на свойства строительных материалов учтено косвенно.

МЕТОД

Из опытных данных известно, что бетон и грунты в основаниях зданий и сооружений обладают ярко выраженными нелинейными и реологическими свойствами. У бетонов эти свойства выражаются в нелинейных зависимостях между деформациями и напряжениями, у грунтов — в увеличивающейся с течением времени величиной деформаций, существенно возрастающих при динамических воздействиях — явление виброползучести.

Следует заметить, что в большинстве расчетных методов, используемых в настоящее время для описания напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, исходят из линейных зависимостей между деформациями и перемещениями на базе гипотезы Коши о малости деформаций.

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 Yaroslavlshosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3128-6652, Scopus: 6507352053, ResearcherID: AAE-3968-2022, ORCID: 0000-0002-9585-5460, E-mail: BerlinovMV@mgsu.ru

Marina N. Berlinova, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavlshosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4923-4060, Scopus: 57192657313, ResearcherID: C-3590-2019, ORCID: 0000-0003-2150-3996, E-mail: BerlinovaMN@mgsu.ru

Прогнозирование сопротивления разрушению при проектных и коррозионных воздействиях построено на основании оценки изменения остаточного ресурса в процессе жизненного цикла строительного объекта с помощью несколько упрощенной графической зависимости (рис. 1).

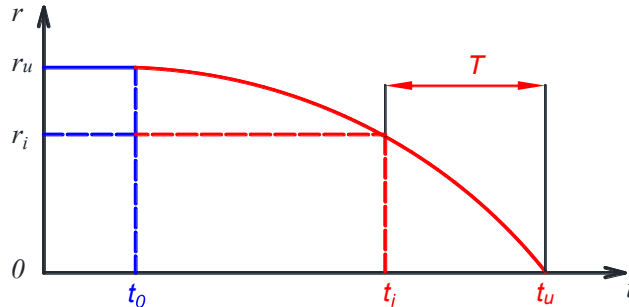


Рис. 1. Изменение ресурса во времени
Fig. 1. Resource changes in time

Начало координат на рис. 1 соответствует началу эксплуатации конструкции, после ввода в эксплуатацию в момент времени t_0 ресурс силового сопротивления имеет максимальное значение r_u . Затем, в ходе дальнейшей эксплуатации, когда начинают действовать средовые и силовые повреждения, тогда на основании функциональных и эксплуатационных данных о характере изменения технического состояния, силовых, прочностных, деформативных, геометрических и других характеристик можно с некоторой степенью приближения оценить остаточный ресурс r_i в текущий момент времени t_i и осуществить его прогнозирование вплоть до полного исчерпания, т.е. до значения $r = 0$, что будет представлять собой фактический срок службы объекта t_u .

Для железобетонных элементов остаточный ресурс определяется как минимальный по формуле [11]:

$$r_i = \min \left\{ 1 - \frac{M_{\max}}{M_u(t_i)}; 1 - \frac{Q_{\max}}{Q_u(t_i)}; 1 - \frac{f(t_i)}{f_u}; 1 - \frac{a_{crc(t_i)}}{a_{crc,u}} \right\}, \quad (1)$$

с учетом максимальных и предельных изгибающих моментов M_{\max} и $M_u(t_i)$ и поперечных сил Q_{\max} и $Q_u(t_i)$ в сечении элемента от внешней нагрузки, также текущего $f(t_i)$ и предельно допустимого по нормам проектирования прогиба f_u и ширины раскрытия трещин, в текущий момент времени $a_{crc(t_i)}$ и предельная ширина раскрытия $a_{crc,u}$, принятая по нормам проектирования.

В представленном расчете балки на упругом основании при длительной эксплуатации в условиях коррозионных воздействий при динамическом нагружении в качестве рабочих прием основные исходные предпосылки деформирования упругоползучего тела.

Учитывая диссипацию энергии при колебаниях, примем расчетную модель в виде дискретной схемы (рис. 2, а), где разрешающие уравнения динамического процесса при гармоническом источнике внешних воздействий примут следующий вид:

$$\left[\delta_{ik} m_1 - \frac{1}{1 - (\omega/\theta_i)^2 + r_i^2} \right] y_1 + \delta_{1k} m_2 y_2 + \dots + \delta_{ik} m_k y_k + \Delta_{ip} / \omega^2 = 0, \quad (2)$$

где δ_{ik} — перемещение точки i от единичной силы, приложенной в точке k ; m_{ik} — масса балки в точке k ; ω — частота вынуждающей силы; θ_i — частота собственных колебаний соответствующего тона; r_i^2 — коэффициент неупругого сопротивления, отражающий механические потери энергии при колебаниях, определяемый по опытным данным; y_k — амплитудное значение

колебаний k -й массы; Δ_{ip} — статическое перемещение, вызванное амплитудным значением возмущающей силы.

Основная сложность динамического расчета балки на грунтовом основании заключается в том, что единичные перемещения в зависимостях (1) δ_{ik} необходимо определять в результате рассмотрения статически неопределимой конструкции на действие единичных сил $P = 1$ расчетной схемы, показанной на рис. 2, *b*.

На рис. 2 представлена расчетная схема и основная система динамического метода расчета в соответствии с дискретным методом Даламбера, позволяющая достаточно просто получить искомые результаты.

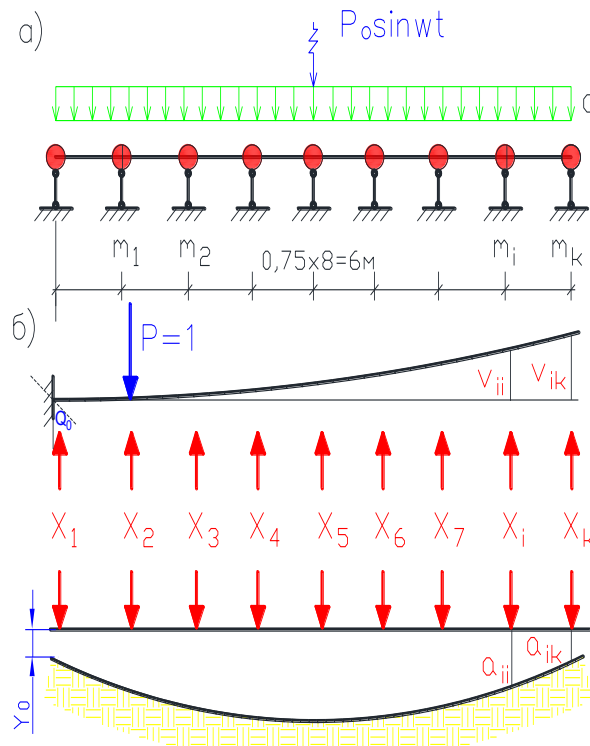


Рис. 2. *a* — расчетная схема; *b* — основная система
Fig. 2. *a* — design scheme; *b* — general system

Разрешающая система уравнений в данном случае с учетом изгиба балки и деформаций основания (рис. 2, *b*) будет иметь следующий вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{k=1}^n \beta_{1k} X_k + \Delta_{1p} + z_0 + \psi_0 a_1 = 0; \\ \dots \\ \sum_{k=1}^n \beta_{ik} X_k + \Delta_{ip} + z_0 + \psi_0 a_i = 0; \\ \sum_{k=1}^n X_k - \sum_{k=1}^n F_k = 0; \\ \dots \\ \sum_{k=1}^n X_k a_k - \sum_{k=1}^n F_k a_k = 0. \end{array} \right. \quad (3)$$

где $\beta_{ik} = v_{ik} + z_{ik}$ — также единичное перемещение узла i от единичной силы, приложенной в узле k , но в другой расчетной схеме, складывающееся из двух составляющих — перемещения, вызванного изгибом балки:

$$v_{ik} = \int_0^l \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k}{D_{ig}(t)} dx = \frac{a_k^2}{D_{ig}(t)} \left(a_i - \frac{a_k}{3} \right) = \frac{c^3}{6D_{ig}(t)} w_{ik}, \quad (4)$$

и перемещения основания:

$$z_{ki} = \frac{1 - \nu^2}{\pi E_{in,gr}(t) c} \Phi_{ik}, \quad (5)$$

где a_k, a_i — показаны на рис. 2; w_{ik} — функция единичного прогиба, может определяться по табличным данным; $E_{in,b}$ и $E_{in,gr}$ — соответственно интегральные (учитывающие нелинейность деформирования и виброползучесть материалов) модули деформаций бетона и грунта основания; M_i, M_k — единичные эпюры в основной системе от единичных сил; ν — коэффициент Пуассона грунта; c — расстояния между связями; Φ_{ik} — вспомогательная функция осадки основания, определяемая по табличным данным, полученным в результате решения соответствующей задачи теории упругости о деформировании упругого полупространства, и зависящая от соотношений b/c и x/c (b — ширина балки; x — расстояние до той точки, где определяется осадка); z_0 и ψ_0 — соответственно линейное и угловое перемещение условной заделки основной системы (рис. 2, b); Δ_{ip} — грузовые перемещения от действия внешней нагрузки (единичных сил).

Специфика такого метода расчета заключается в том, что единичные перемещения входящие в зависимости (2), следует находить с учетом работы грунтового основания из расчета балки на нелинейно деформируемом грунтовом основании, схема которой показана на рис. 2, b , с учетом системы уравнений (3), при последовательном нагружении каждого узла единичной силой. Это несколько усложнит расчет, однако позволит достаточно просто решить поставленную задачу.

Совместное решение систем интегро-дифференциальных уравнений (1)–(3) встретит непреодолимые математические трудности, поэтому необходимо прибегнуть к некоторой линеаризации задачи. Что достигается на базе известного метода интегральных оценок [12], который заменяет прямое интегрирование решением систем нелинейных задач на каждом шаге нагружения при переменном режиме и предусматривает фиксацию реологических процессов на каждом рассматриваемом этапе нагружения, дает возможность получения численных результатов с помощью решения систем нелинейных алгебраических уравнений на основе последовательных приближений.

Расчет осложняется дополнительно тем фактом, что материал плиты является анизотропным, в котором часть напряжений воспринимает арматура. Поэтому при определении напряжений в бетоне учитывается и часть напряжений, воспринимаемых арматурой, которые в сечении без трещин определяются из условий совместности деформаций. В сечениях с трещиной предполагается, что все усилие воспринимается арматурой.

Тогда, учитывая изложенное выше, для определения интегральной жесткости сечения $D_{ig}(t)$ примем следующую запись:

$$D_{ig}(t) = E^e(\nu, t) \left[\frac{K_b(z, t) b X^3}{12} + b x \left(q_0 - \frac{X}{2} \right)^2 \right] + E'_a \omega_s(t) A'_a (q_0 - a')^2 + \frac{E'_a \omega_s(t) A_a (h_0 - q_0)^2}{\psi_a}, \quad (6)$$

где h_0 — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до зоны сжатия; q_0 — то же от центра тяжести приведенного поперечного сечения; E_a — модуль упругости растянутой арматуры; E'_a — модуль упругости сжатой арматуры; A_a — площадь растянутой арматуры; A'_a — то же сжатой; x — высота сжатой зоны; ψ_a — коэффициент, учитывающий влияние сцепления арматуры с растянутым бетоном; $E^e(v, t)$ — модуль деформаций, интегрально учитывающий реологию и нелинейность деформирования бетона и грунта основания; $K_b(z, t)$ — значение функции повреждений, учитывающее снижение прочностной характеристики бетона; $\omega_s(t)$ — то же, учитывающее коррозионные повреждения арматуры:

$$\frac{1}{E^e(v, t)} = \frac{d}{d\sigma} S \left[\frac{\sigma(t)}{E_0(t)} + \int_{t_0}^t \sigma(\tau) K(\sigma_{\max}, \sigma_{\min}, \theta, t_0) \frac{\partial}{\partial \tau} c(t, \tau) d\tau \right], \quad (7)$$

где $E_0(t)$ — начальный модуль деформаций бетона и грунта основания; $K(\sigma_{\max}, \sigma_{\min}, \theta, t_0)$ — коэффициент виброползучести бетона и грунта; $c(t, \tau)$ — мера ползучести; S — функция нелинейности деформирования:

$$S = 1 + \eta \left[\frac{\sigma(t)}{R(t)} \right]^m, \quad (8)$$

где η и m — параметры нелинейности; $R(t)$ — прочность бетона и грунта основания в рассматриваемый временной интервал с учетом ее изменения в течение времени эксплуатации.

Коэффициент виброползучести:

$$K(\sigma_{\max}, \sigma_{\min}, \theta, t_0) = \frac{\Phi_{no}(\theta_{\min})}{\Phi_{no}(\theta)}, \quad (9)$$

где $\theta_{\min} = (1,5 \dots 3) 1/c$ — минимальная круговая частота колебаний, при которой наблюдается явление виброползучести; Φ_{no} — интегральные операторы, зависящие от уровня действующих напряжений и частот колебаний [12].

Для участков плиты, работающих без трещин, жесткость по СП 63.13330.2018 [13] необходимо принимать в следующем виде:

$$D(t) = E^e(v, t) I_{red}, \quad (10)$$

где I_{red} — момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом отсутствия трещин.

Такой подход наряду с использованием известных математических методов редуцированных коэффициентов, улучшающих сходимость итерационных процессов, позволяет получить численные значения расчетных перемещений и усилий.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Минимизировать отрицательные последствия длительной эксплуатации может разработка новых методов расчета, позволяющих установить остаточный ресурс силового сопротивления, так как современное состояние методов проектирования и расчета железобетонных конструкций не всегда соответствует реальному поведению материалов, особенно в условиях средовых и силовых воздействий [14, 15].

Корректная оценка остаточного ресурса конструктивных элементов обретает существенную значимость в современных условиях по тому, что существующая методология учитывает указанные факторы очень опосредовано и косвенно, при отсутствии в нормативных документах необходимых данных.

При создании более точных методов расчета остаточного ресурса необходимо учитывать нелинейные и реологические свойства бетона и арматуры, времени и переменного режима внешних силовых и несиловых (коррозионных и других эксплуатационных) воздействий, а также предысторию нагружения.

Получить численный результат, на основании которого можно оценить конструктивную безопасность железобетонных конструкций, возможно при преобразовании нелинейной постановки задачи в линейную. Так как учет остаточного ресурса дополнительно требует определения времени, в течение которого произойдет полное исчерпание несущей способности, временной фактор приобретает существенную значимость. Таким образом, при оценке остаточного ресурса железобетонных конструкций методика расчета еще более усложнится, поскольку необходимо оценить характер деградационного деформирования в условиях сравнения текущего напряженно-деформированного состояния в рассматриваемый момент времени с предельным — в соответствии с формулой (1).

Если оценивать конструктивную безопасность как полное исчерпание остаточного ресурса, выраженного с учетом времени как предельного допустимого срока эксплуатации, или в виде относительных единиц силового сопротивления, то возможно гарантировать механическую безопасность зданий и сооружений.

Рассмотрим итерационный процесс с применением математического аппарата редуцированных коэффициентов для улучшения сходимости, пока весь временной интервал не будет исчерпан до тех пор, когда, в соответствии с зависимостями (1), соответствующая характеристика не составит равенство $M(t_i) = M_u$, кроме того, такая методика позволит определить разницу в остаточном ресурсе конструкции по всем рассматриваемым параметрам первой и второй групп предельных состояний, а именно усилиям прогибам и трещинообразованию.

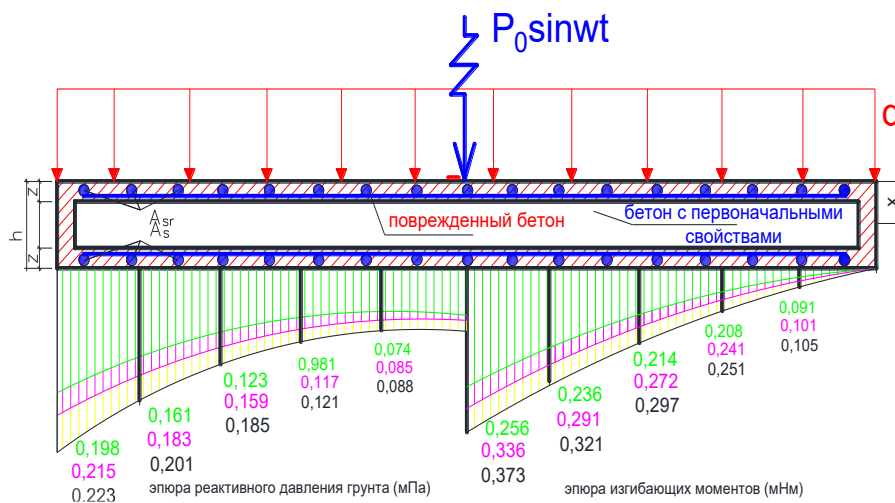


Рис. 3. Эпюры реактивного давления грунта (МПа) и изгибающих моментов в балке (кНм):
 — в начале эксплуатации; — при 50-летнем сроке эксплуатации; — то же при 10-летнем
Fig. 3. Diagrams of subgrade reaction (MPa) and bending moments in the beam (kNm):
 — at the beginning of operation; — after 50 years operation; — after 10 years operation

Для проведения численного анализа предлагаемого метода был выполнен расчет монолитной железобетонной балки на совместное действие динамической нагрузки и нагрузки от собственного веса. Расчет с некоторыми упрощениями проведен только для периодов 10 и 50 лет эксплуатации при постоянной симметричной равномерно распределенной нагрузке от собственного веса $q = 5,76$ кН/м и гармонической динамической — $P_0 = 15$ кН при вынужденной частоте колебаний $\omega = 8$ Гц. Грунт основания суглинков имеет следующие физико-механические характеристики: $E_0(t) = 21$ МПа; $R = 0,24$ МПа; $\eta_m = 1,23$; $m = 2,34$; $\nu = 0,3$; $\eta_n = 2,1$; $c(t, t_0)$

= 0,00246 1/(МПа); $\gamma = 0,026$ 1/(час). Размеры балки составили: ширина — $b = 40$ см; высота — $h = 60$ см; используемая арматура класса А-400 — $R_s = 340$ МПа; класс бетона — В20 имел прочность $R_b = 11,5$ МПа. Параметры коррозионных повреждений арматуры: $k = 1,62$; $n = 0,68$; толщина защитного слоя бетона $a = 70$ мм. Параметры нелинейности деформирования, ползучести и виброползучести, бетона указанного класса приведены в работе [12]. Расчет выполнялся в программном комплексе SCAD с интервалом в 5 лет эксплуатационного срока.

На рис. 3 представлены результаты расчета в программном комплексе SCAD.

Анализируя их, можно сделать следующий вывод: учет средовых повреждений конструкции балки при различных сроках эксплуатации вызывает уменьшение внутренних усилий по мере увеличения срока эксплуатации и коррозионных повреждений. В рассмотренном случае уменьшение сопротивления разрушению по максимальному изгибающему моменту составило 31,3 % при 50-летнем сроке эксплуатации, что составило 68,7 % по утерянному остаточному ресурсу, а расчет по прогнозу оставшегося времени эксплуатации составил 12,5 года. При 10-летнем сроке, соответственно, 10,1 и 89,7 % по утерянному ресурсу при прогнозе времени эксплуатации 79,9 лет.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Использование предлагаемого метода в практике проектирования современных строительных объектов позволит, с одной стороны, получить экономичные и надежные конструкции, так как нелинейные и неравновесные методы расчета позволяют более полно учитывать реальные свойства материалов, условия и режимы нагружения при эксплуатации, с другой — оценка остаточного ресурса позволяет проанализировать его изменение во времени и скорректировать продолжительность жизненного цикла зданий и сооружений в сторону его увеличения, а также гарантировать условия его дальнейшей безопасной эксплуатации.

При прогнозировании остаточного ресурса и определении остаточного срока службы таких конструкций необходимо знать кинетику коррозионных процессов в материалах [16–18].

Таким образом, выявляя текущие значения коррозионных повреждений и прогнозируя их дальнейший рост вплоть до предельных, можно найти остаточный ресурс конструктивной безопасности, который и обеспечит необходимую безопасность дальнейшей эксплуатации или выявит необходимость проведения реконструкции или усиления конструкций. Поэтому решение об усилении той, или иной конструкции следует принимать на основе анализа остаточного ресурса и прогнозирования срока дальнейшей эксплуатации. При этом целью усиления может быть не только восстановление несущей способности, но и усиление в случае увеличения нагрузок, а также прогнозирование дополнительных безопасных сроков службы несущих и ограждающих конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г. Расчет конструктивных элементов с заданным нормальным распределением и надежностью и несущей способностью // Вестник МГСУ. 2012. № 10. С. 109–115. EDN PDUBKP.
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М. : АСВ, 2004. 471 с. EDN QNKRAP.
3. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Ярмаковский В.Н., Ерофеев В.Т. О современных методах обеспечения долговечности железобетонных конструкций // Academia. Архитектура и строительство. 2015. № 1. С. 93–102.
4. Берлинов М.В., Берлинова М.Н. Моделирование длительной эксплуатации железобетонной балки на грунтовом основании // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 19–27.
5. ГОСТ 27.002–2016. Надежность в технике. Термины и определения. М. : Стандартинформ, 2016.
6. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений : Федеральный закон от 30.12.2009 № 384-ФЗ.
7. Байбурин А.Х., Байбурин Д.А. Некоторые аспекты оценки остаточного ресурса строительных конструкций // Наука и безопасность. 2011. № 1 (9). С. 16–22.

8. Дегтярь А.Н., Серых И.Р., Панченко Л.А., Чернышева Е.В. Остаточный ресурс конструкций зданий и сооружений // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 10. С. 94–97.
9. Беляев С.М. Расчет остаточного ресурса зданий с учетом запаса несущей способности конструкций // Вестник СГАСУ. Градостроительство и архитектура. 2013. № 3 (11). С. 22–25.
10. Шматов С.Б. Расчет остаточного ресурса строительных конструкций зданий и сооружений // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2007. № 22 (94). С. 56–57.
11. Смоляго Г.А., Фролов Н.В. Прикладной способ прогнозирования коррозионных повреждений и остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с учетом опыта эксплуатации объектов-аналогов // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2019. № 2. С. 49–54. DOI: 10.12737/article_5c73fc0ef063c3.60645861
12. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. М., 1982. 287 с.
13. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
14. Берлинов М.В., Григорьян А.Г., Великонская М.К., Творогов А.В. Расчет долговечности железобетонных плит при коррозионных повреждениях // Бюллетень строительной техники. 2018. № 7 (1007). С. 25–26.
15. Берлинов М.В., Берлинова М.Н. Долговечность железобетонных конструкций в условиях длительной эксплуатации // Бюллетень строительной техники. 2019. № 1 (1013). С. 60–61. EDN YWGBBR.
16. Тамразян А.Г., Саед Й.А.К. Влияние коррозии на поведение железобетонных балок // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. Междунар. академ. чтений. Курск : Курский государственный университет, 2021. С. 241–249. EDN ZFMGQV.
17. Ишков А.Н. Методы прогнозирования остаточного ресурса по II группе предельных состояний для изгибаемых железобетонных конструкций, эксплуатируемых в неагрессивных средах : дис. ... канд. техн. наук. Воронеж, 2007. С. 26–42.
18. Berlinov M.V., Berlinova M.N. Force resistance of a non-linearly deformable reinforced concrete beam with corrosion damage under dynamic load // Lecture Notes in Civil Engineering. 2022. Vol. 182. Pp. 327–335. DOI: 10.1007/978-3-030-85236-8_30

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G. Calculation of structural elements with a given normal distribution and reliability and bearing capacity. *Bulletin of MGSU*. 2012; 10:109-115. EDN PDUBKP. (in Russian).
2. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. *Computational models of the strength resistance of reinforced concrete*. Moscow, DIA, 2004; 471. EDN QNKPAF. (in Russian).
3. Karpenko N.I., Karpenko S.N., Yarmakovsky V.N., Erofeev V.T. On modern methods of ensuring the durability of reinforced concrete structures. *Academia. Architecture and construction*. 2015; 1:93-102. (in Russian).
4. Berlinov M.V., Berlinova M.N. Modeling of long-term operation of reinforced concrete beams on a soil base. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):19-27. (in Russian).
5. GOST 27.002–2016. Reliability in technology. Terms and definitions. Moscow, Standartinform Publ., 2016. (in Russian).
6. Technical regulations on the safety of buildings and structures : Federal Law of 30.12.2009 No 384-FZ. (in Russian).
7. Baiburin A.Kh., Baiburin D.A. Some aspects of the assessment of the residual resource of construction structures. *Science and Safety*. 2011; 1(9):16-22. (in Russian).
8. Degtyar A.N., Serykh I.R., Panchenko L.A., Chernysheva E.V. Residual resource of structures of buildings and structures. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2017; 10:94-97. (in Russian).
9. Belyaev S.M. Calculation of the residual resource of buildings taking into account the reserve of the bearing capacity of constructions. *Bulletin of SGASU. Urban planning and architecture*. 2013; 3(11):22-25. (in Russian).
10. Shmatkov S.B. Calculation of the residual resource of construction structures of buildings and structures. *Bulletin of South Ural State University. Series: Construction and architecture*. 2007; 22(94):56-57. (in Russian).
11. Smolyago G.A., Frolov N.V. An applied method for predicting corrosion damage and the residual life of bent reinforced concrete elements, taking into account the experience of operating analog facilities. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019; 2:49-54. (in Russian).
12. Bondarenko V.M., Bondarenko S.V. *Engineering methods of nonlinear theory of reinforced concrete*. Moscow, 1982; 287. (in Russian).
13. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. (in Russian).
14. Berlinov M.V., Grigoryan A.G., Velikonская M.K., Tvorogov A.V. Calculation of durability of reinforced concrete slabs under corrosion damage. *Bulletin of Construction Machinery*. 2018; 7(1007):25-26. (in Russian).
15. Berlinov M.V., Berlinova M.N. Durability of reinforced concrete structures in conditions of long-term operation. *Bulletin of construction machinery*. 2019; 1(1013):60-61. (in Russian).

16. Tamrazyan A.G., Saed Y.A.K. The effect of corrosion on the behavior of reinforced concrete beams. *Safety of the Russian Construction Fund. Problems and solutions : materials of International Academic Readings*. Kursk, Kursk State University, 2021; 241-249. EDN ZFMGQV1. (in Russian).

17. Ishkov A.N. *Methods of Forecasting the Residual Life in the II Group of Limiting Conditions for Bending Reinforced Concrete Structures Operated in Non-Aggressive Environments : ... Cand. Tech. Sci.* Voronezh, 2007; 26-42. (in Russian).

18. Berlinov M.V., Berlinova M.N. Force resistance of a non-linearly deformable reinforced concrete beam with corrosion damage under dynamic load. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022; 182:327-335. DOI: 10.1007/978-3-030-85236-8_30 (in Russian).



УДК 624.012.3

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.1.34-45

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Теоретический изгибающий момент в железобетонных балках при наличии нормальных трещин

Е.П. Герасимов*

Новосибирский государственный университет архитектуры, дизайна и искусств имени А.Д. Крячкова (НГУ-АДИ), Новосибирск, Российская Федерация

* GerasimovEP@mail.ru

Ключевые слова: нормальные трещины, ширина раскрытия трещин, железобетон, внутренние усилия, обследования железобетонных конструкций

История статьи

Поступила в редакцию: 27.01.2026

Доработана: 02.02.2026

Принята к публикации: 04.02.2026

Для цитирования

Герасимов Е.П. Теоретический изгибающий момент в железобетонных балках при наличии нормальных трещин // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 13. № 1. С. 34–45.

Аннотация. Настоящая работа содержит предложение, согласно которому определяется внутреннее усилие (изгибающий момент) в железобетонных балках без предварительного напряжения продольной арматуры, в зависимости от ширины раскрытия нормальных трещин. Усилие определяется по формуле, которая была получена путем преобразования существующей формулы действующего СП по расчету ширины раскрытия нормальной трещины. При этом в предложенную формулу вводится коэффициент. Для определения этого коэффициента были использованы результаты лабораторных испытаний железобетонных балок различных авторов. Установлено, что коэффициент не имеет фиксированной величины и линейно зависит от ширины раскрытия нормальной трещины. По предложенной формуле были определены теоретические значения изгибающих моментов, которые сравнены со значениями изгибающих моментов, полученными путем испытания железобетонных перемычек. Результаты работы могут быть актуальны при обследовании эксплуатируемых железобетонных конструкций.

Theoretical Bending Moment in Reinforced Concrete Beams in the Presence of Normal Cracks

E.P. Gerasimov*

Novosibirsk State University of Architecture, Design and Arts after A.D. Kryachkov (NSUADA), Novosibirsk, Russian Federation

* GerasimovEP@mail.ru

Keywords: normal cracks, crack opening width, reinforced concrete, internal forces, surveys of reinforced concrete structures

Article history

Received: 27.01.2026

Revised: 02.02.2026

Accepted: 04.02.2026

Abstract. The present work contains a proposal according to which the internal force (bending moment) in iron-concrete beams is determined without prestressing the longitudinal armature, depending on the opening width of normal cracks. The force is determined by the formula, which was obtained by converting the existing formula of the current joint venture to calculate the opening width of a normal crack. In this case, a coefficient is introduced into the proposed formula.

Евгений Петрович Герасимов, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительного производства, Новосибирский государственный университет архитектуры, дизайна и искусств имени А.Д. Крячкова (НГУАДИ), 630099, г. Новосибирск, Красный пр-т, д.38; eLIBRARY SPIN-код: 2867-3213, ORCID: 0009-0008-1140-7080, E-mail: GerasimovEP@mail.ru

© Герасимов Е.П., 2026



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

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

For citation

Gerasimov E.P. Theoretical Bending Moment in Reinforced Concrete Beams in the Presence of Normal Cracks. *Reinforced concrete structures*. 2026; 1(13):34-45.

To determine this coefficient, the results of laboratory tests of reinforced concrete beams by various authors were used. It is established that the coefficient has no fixed value and linearly depends on the opening width of a normal crack. According to the proposed formula, the theoretical values of bending moments were determined, which were compared with the values of bending moments obtained by testing reinforced concrete lintels. The results of the work may be relevant when examining used reinforced concrete structures.

ВВЕДЕНИЕ

При проведении технического обследования железобетонных конструкций нередко обнаруживаются трещины. Причинами их образования могут быть изменение влажности при твердении бетона или превышение внутренних усилий над усилиями при образовании трещин. Последнее приводит к возникновению нормальных и наклонных трещин. Они являются наиболее опасными. Их наличие или превышение ширины раскрытия допускаемых значений может свидетельствовать о переходе железобетонной конструкции в предельное состояние. Поэтому такие трещины являются одними из важнейшими параметров при оценке эксплуатационной надежности железобетонной конструкции.

Поверочные расчеты, которые нередко выполняются во время технического обследования, включают в себя определение внутренних усилий. Но это не всегда предоставляется возможным. Тогда возникает вопрос: возможно ли определить эти усилия по ширине раскрытия трещин? Анализ литературы показал, что подобный вопрос не рассматривался. Имеется ряд работ [1, 2], посвященных исследованию зависимостей между параметрами железобетонных конструкций. Основываясь на зависимости между шириной раскрытия трещины и внутренним усилием, возможно определить данное усилие, не прибегая к уточнению действующих нагрузок и расчетной схемы конструкции. Для вывода зависимости будут рассмотрены только нормальные трещины в железобетонных балках без предварительного напряжения продольной арматуры.

МЕТОД

Нормальные трещины образуются в тех местах конструкции, где преобладающим усилием является изгибающий момент (рис. 1).

Методика расчета ширины нормальных трещин в железобетонных конструкциях прошла долгий путь развития [3–5]. В настоящее время, согласно действующим нормам [6], ширину их раскрытия определяют по формуле:

$$a_{cr} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad (1)$$

где φ_1 — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

φ_2 — коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;

φ_3 — коэффициент, учитывающий характер нагружения;

ψ_s — коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

σ_s — напряжение в продольной растянутой арматуре;

E_s — модуль упругости продольной арматуры;

l_s — базовое расстояние между смежными нормальными трещинами.

Gerasimov E. Petrovich, Candidate of Technical Sciences (PhD), Associate Professor, Associate Professor at the Department of Construction Production, Novosibirsk State University of Architecture, Design and Arts named after A.D. Kryachkov (NSUADA), 38 Krasny Prospekt, Novosibirsk, 630099, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2867-3213, ORCID: 0009-0008-1140-7080, E-mail: GerasimovEP@mail.ru

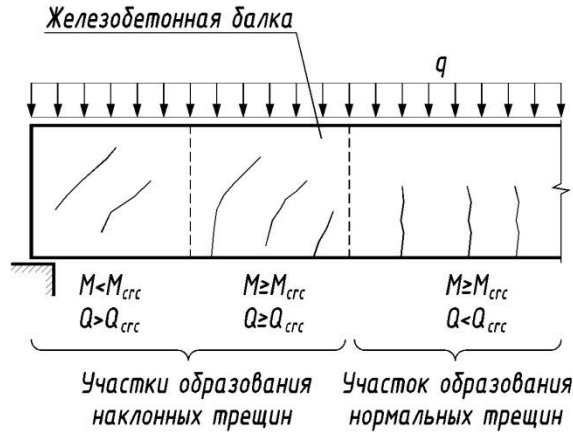


Рис. 1. Классификация трещин
Fig. 1. Classification of cracks

Распишем некоторые составляющие формулы (1).

Согласно работе [6], ψ_s и σ_s можно определить следующим образом:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M}, \quad (2)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s}, \quad (3)$$

где M_{crc} — изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин;

M — изгибающий момент от внешней нагрузки;

z_s — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента;

A_s — площадь сечения растянутой арматуры.

Изгибающий момент M — это будет то самое внутреннее усилие, которое необходимо определить.

Преобразуя M_{crc} , получим следующее:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = R_{bt,ser} \cdot 1,3 \cdot W_{red} = 1,3 \cdot R_{bt,ser} \cdot \frac{I_{red} \cdot A_{red}}{S_{red}}, \quad (9)$$

где $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний второй группы;

I_{red} — момент инерции приведенного сечения;

A_{red} — площадь приведенного поперечного сечения элемента;

S_{red} — статический момент площади приведенного поперечного сечения.

Таким образом, формула (1), с учетом (2)–(4), примет следующий вид:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \left(M - 1,04 \cdot R_{bt,ser} \cdot \frac{I_{red} \cdot A_{red}}{S_{red}} \right) \cdot \frac{l_s}{z_s \cdot A_s \cdot E_s}. \quad (5)$$

Искомый изгибающий момент M будет определяться следующим образом:

$$M = \frac{a_{crc} \cdot z_s \cdot A_s \cdot E_s}{\varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot l_s} + 1,04 \cdot R_{bt,ser} \cdot \frac{I_{red} \cdot A_{red}}{S_{red}}. \quad (6)$$

Вычисленные значения изгибающего момента будут отличаться от его реального значения в силу различных факторов: изменчивости прочности бетона, геометрических размеров сечения, уровня сцепления арматуры с бетоном и т.д. Если в процессе обследования удастся

установить прочностные и геометрические факторы, то другие остаются неизвестными. Например, продолжительность действия нагрузки, при которой раскрылась трещина. В связи с этим формулу (6) предлагается преобразовать путем замены некоторых коэффициентов единым коэффициентом. Кроме того, прочностные и геометрические параметры конструкции предлагается принять в виде средних значений. Тогда формула (6) примет следующий вид:

$$\bar{M} = \frac{\bar{a}_{cr} \cdot \bar{z}_s \cdot A_s \cdot \bar{E}_s}{\alpha \cdot \bar{I}_s} + 1,04 \cdot \bar{R}_{bt} \cdot \frac{\bar{I}_{red} \cdot \bar{A}_{red}}{\bar{S}_{red}}, \quad (7)$$

где α — введенный коэффициент.

Данный коэффициент, который является произведением коэффициентов φ_1 , φ_2 и φ_3 , учитывает вид действия нагрузки, уровня сцепления арматуры с бетоном, напряженно-деформированное состояние и другие факторы, которые учесть трудно. В связи с этим возникает необходимость в определении данного коэффициента. Для этого автором статьи были использованы результаты испытаний железобетонных балок, в которых определялась ширина раскрытия трещин [7, 8]. Для определения коэффициента α формула (7) была преобразована и приняла следующий вид:

$$\alpha = \frac{\bar{a}_{cr} \cdot \bar{z}_s \cdot A_s \cdot \bar{E}_s}{\left(\bar{M} - 1,04 \cdot \bar{R}_{bt} \cdot \frac{\bar{I}_{red} \cdot \bar{A}_{red}}{\bar{S}_{red}} \right) \cdot \bar{I}_s}. \quad (8)$$

Все исходные данные для вычисления были приняты согласно работам [7, 8] и приведены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Исходные данные для расчета согласно работе [7]

Марка балки согласно работе [7]	Поперечное сечение балки	Средняя кубиковая прочность бетона \bar{R}_b , МПа	Начальный модуль упругости бетона \bar{E}_b , МПа	Средняя ширина раскрытия трещин \bar{a}_{cr} , мм	Среднее значение изгибающего момента (\bar{M}), при котором трещины достигли ширины раскрытия, кг·см
ОП		27,67	31 500	0,08	24 000
				0,13	32 000
				0,17	40 000
				0,2	48 000
				0,26	56 000
				0,31	64 000
ОТ		25,92	30 500	0,04	24 000
				0,08	32 000
				0,09	40 000
				0,13	48 000
				0,17	56 000
				0,21	64 000
				0,31	72 000

Table 1

The initial data for the calculation according to work [7]

Beam grade according to work [7]	Beam cross section	Average cubic strength of concrete \bar{R}_b , MPa	The initial modulus of elasticity of concrete \bar{E}_b , MPa	Average crack opening width \bar{a}_{cre} , mm	The average value of the bending moment (\bar{M}) at which the cracks have reached the opening width, kg·sm
ОП		27.67	31,500	0.08	24,000
				0.13	32,000
				0.17	40,000
				0.2	48,000
				0.26	56,000
				0.31	64,000
ОТ		25.92	30,500	0.04	24,000
				0.08	32,000
				0.09	40,000
				0.13	48,000
				0.17	56,000
				0.21	64,000
0.31	72,000				

Таблица 2

Исходные данные для расчета согласно работе [8]

Марка балки согласно работе [8]	Поперечное сечение балки	Средняя кубиковая прочность бетона R_b , МПа	Средняя ширина раскрытия трещин \bar{a}_{cre} , мм	Среднее значение изгибающего момента (\bar{M}), при котором трещины достигли ширины раскрытия, кг·см
Б-1		38,2	0,15	77 797
Б-2		39,7	0,1	
Б-3		31,2	0,2	
Б-4		32,1	0,15	

Продолжение таблицы 2

Марка балки согласно работе [8]	Поперечное сечение балки	Средняя кубиковая прочность бетона \bar{R}_b , МПа	Средняя ширина раскрытия трещин $\bar{a}_{crс}$, мм	Среднее значение изгибающего момента (\bar{M}), при котором трещины достигли ширины раскрытия, кг·см
Б-5		21,9	0,15	117 957
Б-6		23,7	0,15	

Table 2

The initial data for the calculation according to work [8]

Beam grade according to work [8]	Beam cross section	Average cubic strength of concrete \bar{R}_b , МПа	Average crack opening width $\bar{a}_{crс}$, mm	The average value of the bending moment (\bar{M}) at which the cracks have reached the opening width, kg·sm
Б-1		38.2	0.15	77,797
Б-2		39.7	0.1	
Б-3		31.2	0.2	77,797
Б-4		32.1	0.15	
Б-5		21.9	0.15	117,957
Б-6		23.7	0.15	

Среднее значение прочности бетона на растяжение было определено по формуле:

$$\bar{R}_{bt} = 0,23 \cdot \sqrt[3]{R_b^2}. \quad (9)$$

Так как в работе [8] отсутствовала информация о начальном модуле упругости бетона, то он был вычислен по формуле:

$$E = \frac{1000000}{1,7 + \frac{360}{R_b}}. \quad (10)$$

Среднее значение модуля упругости арматуры \bar{E}_s было принято равным 200 000 МПа. Остальные составляющие формулы (8) $\bar{z}_s, \bar{I}_{red}, \bar{A}_{red}, \bar{S}_{red}, \bar{l}_s$ определены согласно работе [6].

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Общее количество расчетов составило 19. Результаты приведены в табл. 3 и графически представлены на рис. 2. Расчеты показали, что величина α имеет зависимость от ширины раскрытия трещин. Статистическая обработка результатов показала, что данная зависимость линейна (на рис. 2 показана в виде прямой) и ее можно выразить следующим образом:

$$\alpha = 0,191 + 5,82 \cdot \bar{a}_{cre}. \quad (11)$$

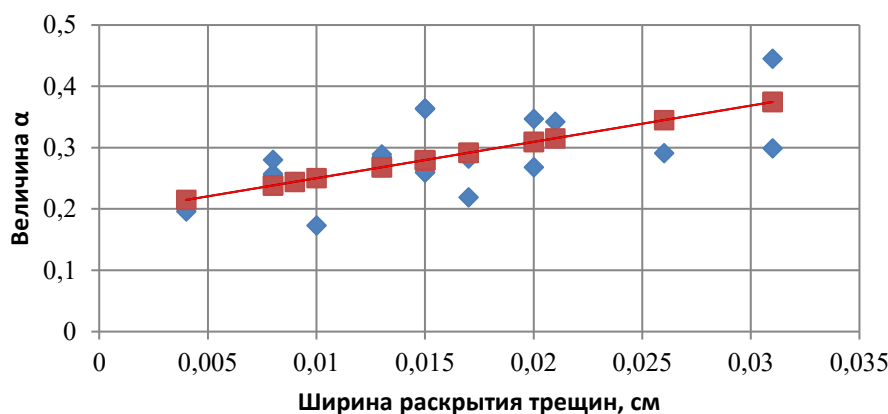


Рис. 2. Зависимость величины α от ширины раскрытия трещин
Fig. 2. Dependence of α value on crack opening width

Таким образом, при наличии нормальных трещин в обследуемой железобетонной балке можно определить значение действующего изгибающего момента. Для этого необходимо:

- измерить ширину раскрытия трещины;
- определить необходимые геометрические размеры конструкции и прочность бетона на растяжение. Данные параметры принимаются в виде их средних значений;
- по формуле (11) вычислить коэффициент α . При этом ширина раскрытия трещины в формуле должна иметь размерность — см;
- по формуле (7) определить искомое значение изгибающего момента.

Для оценки точности теоретических расчетов предложенной методики используем результаты испытаний сборных железобетонных перемычек [9]. Согласно работе [9] в ходе проведения испытаний фиксировались значения изгибающих моментов, когда ширина раскрытия трещин достигала 0,3 мм. При данной ширине раскрытия трещин величина α составит: $\alpha = 0,191 + 5,92 \cdot 0,03 = 0,3686$.

Необходимые для расчета данные — геометрические размеры, прочностные характеристики бетона, средние значения изгибающих моментов, при которых ширина раскрытия нормальных трещин достигала 0,3 мм, приведены в табл. 4.

Таблица 3

Результаты расчетов

Марка балки	Средняя ширина раскрытия трещин $\bar{a}_{crс}$, мм	Среднее значение изгибающего момента (\bar{M}), при котором трещины достигли ширины раскрытия, кг·см	Величина α	
ОП	0,08	24 000	0,257	
	0,13	32 000	0,285	
	0,17	40 000	0,282	
	0,2	48 000	0,268	
	0,26	56 000	0,291	
	0,31	64 000	0,299	
ОТ	0,04	24 000	0,196	
	0,08	32 000	0,280	
	0,09	40 000	0,244	
	0,13	48 000	0,289	
	0,17	56 000	0,319	
	0,21	64 000	0,342	
	0,31	72 000	0,445	
Б-1	0,15	77 797	0,26	
Б-2	0,1		0,173	
Б-3	0,2		0,347	
Б-4	0,15		0,260	
Б-5	0,15		117 957	0,363
Б-6	0,15			0,364

Table 3

Calculation results

Beam grade	Average crack opening width $\bar{a}_{crс}$, mm	The average value of the bending moment (\bar{M}) at which the cracks have reached the opening width, kg·sm	Value α	
ОП	0.08	24,000	0.257	
	0.13	32,000	0.285	
	0.17	40,000	0.282	
	0.2	48,000	0.268	
	0.26	56,000	0.291	
	0.31	64,000	0.299	
ОТ	0.04	24,000	0.196	
	0.08	32,000	0.280	
	0.09	40,000	0.244	
	0.13	48,000	0.289	
	0.17	56,000	0.319	
	0.21	64,000	0.342	
	0.31	72,000	0.445	
Б-1	0.15	77,797	0.26	
Б-2	0.1		0.173	
Б-3	0.2		0.347	
Б-4	0.15		0.260	
Б-5	0.15		117,957	0.363
Б-6	0.15			0.364

Таблица 4

Информация по перемычкам согласно работе [9]

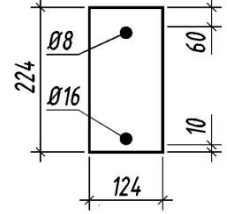
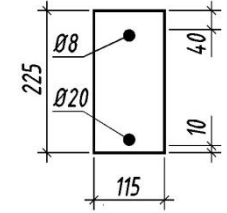
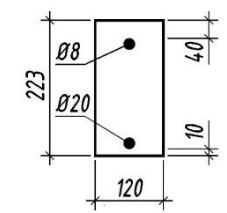
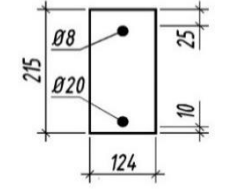
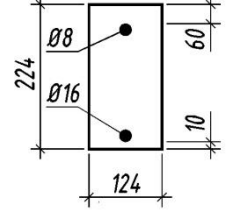
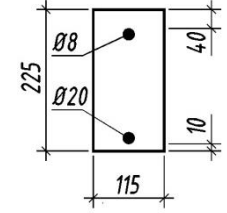
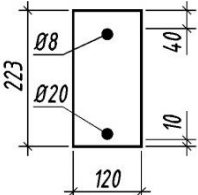
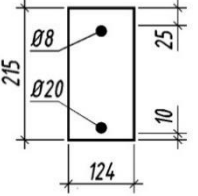
Марка перемычки	Поперечное сечение	Класс бетона	Среднее значение изгибающего момента (\bar{M}) при ширине раскрытия трещин 0,3 мм, кг·см
ПБ-1,8-1		B20	159 400
ПБ-1,6-1		B15	221 900
ПБ-1,6-2		B15	212 000
ПБ-1,4-1		B15	187 000

Table 4

Datas on lintels according to work [9]

Lintel grade	Cross section	Concrete class	The average value of the bending moment (\bar{M}), with a crack opening width of 0.3 mm, kg·sm
ПБ-1,8-1		B20	159,400
ПБ-1,6-1		B15	221,900

Continuation of table 4

Lintel grade	Cross section	Concrete class	The average value of the bending moment (\bar{M}), with a crack opening width of 0.3 mm, kg·sm
ПБ-1,6-2		B15	212,000
ПБ-1,4-1		B15	187,000

Так как, согласно работе [9], в качестве прочности бетона указан класс бетона, то среднее значение прочности бетона на растяжение было получено следующим образом.

Сначала определялось среднее значение кубиковой прочности:

$$\bar{R} = \frac{B}{0,7786}, \quad (12)$$

где B — класс бетона.

Далее по формуле (9) определялось среднее значение прочности бетона на растяжение.

Согласно полученным значениям прочности бетона и геометрическим размерам перемычек, по формуле (7) были определены теоретические средние значения изгибающих моментов при $\bar{a}_{crc} = 0,3$ мм и $\alpha = 0,3686$. Результаты расчетов приведены в табл. 5.

Таблица 5

Результаты расчетов

Марка перемычки	Среднее значение изгибающего момента при $a_{crc} = 0,3$ мм, кг·см, согласно работе [9]	Среднее значение изгибающего момента согласно расчету автора, кг·см	Расхождение между опытными и расчетными значениями
ПБ-1.8-1	159 400	123 339	23 %
ПБ-1.6-1	221 900	249 731	12 %
ПБ-1.6-2	212 000	239 260	12 %
ПБ-1.4-1	187 000	230 247	23 %

Table 5

Calculation results

Lintel grade	The average value of the bending moment at $a_{crc} = 0.3$ mm, kg·sm, according to work [9]	The average value of the bending moment according to the author's calculation, kg·sm	Discrepancy between the experimental and calculated values
ПБ-1.8-1	159,400	123,339	23 %
ПБ-1.6-1	221,900	249,731	12 %
ПБ-1.6-2	212,000	239,260	12 %
ПБ-1.4-1	187,000	230,247	23 %

Расчеты показали, что между теоретическими значениями изгибающих моментов и значениями, полученными в результате опытов, имеются расхождения. Они колеблются от 12 до 23 % как в меньшую, так и в большую сторону. Расхождения можно объяснить наличием различных случайных факторов, учесть которые не предоставляется возможным.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам работы можно привести следующие выводы:

1. Определить значение изгибающего момента в железобетонной балке, не прибегая к уточнению действующих нагрузок и расчетной схемы при наличии информации о ширине раскрытия нормальной трещины, возможно.
2. Для вычисления значения изгибающего момента выведена формула, в которую введен коэффициент α . Введенный коэффициент не имеет фиксированного значения и зависит от ширины раскрытия трещин.
3. Предложена математическая зависимость коэффициента α от ширины раскрытия трещин.
4. При использовании выведенной формулы и введенного коэффициента были рассчитаны средние значения изгибающих моментов в железобетонных перемычках. Расхождения между вычисленными теоретическими значениями и значениями, полученными в результате опытов, составляют от 12 до 23 %.
5. Предложенный метод может быть использован при вычислении действующего изгибающего момента во время проведения обследования. При этом изгибающий момент будет вычислен именно в том месте, где располагается трещина.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Яловая Ю.С., Тур В.В. Зависимость между шириной раскрытия трещин нормального отрыва и прогибом в железобетонных балках // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. Междунар. академ. чтений. Курск, 2019. С. 201–208.
2. Машлян Д.Р., Несветаев Г.В. Регулирование жесткости и прочности железобетонных балок варьированием модуля упругости бетона // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. Т. 20. № 4. С. 86–93.
3. Семенов Д.А. Эволюция нормативного подхода к расчету железобетонных элементов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 5. С. 43–50.
4. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Парфенов С.Г., Андриян К.Р. Развитие метода расчета железобетонных конструкций по образованию и раскрытию нормальных трещин // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 4. № 4. С. 20–31.
5. Кузьмин П.К. Метод расчета ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях при изгибе // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 1. С. 23–26.
6. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01–2003. М. : Стандартинформ, 2019. 124 с.
7. Обернихин Д.В., Никулин А.И. Ширина раскрытия нормальных трещин в железобетонных балках трапециевидного поперечного сечения // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2022. № 4. С. 68–74.
8. Жильцов Ю.В. Результаты испытаний перемычек, нагруженных двумя сосредоточенными силами // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство : сб. ст. / под ред. М.П. Бальзанникова, К.С. Галицкова, В.П. Попова. Самара : Самарский государственный архитектурно-строительный университет, 2015. С. 121–125.
9. Смоляго Г.А., Фролов Н.В. Экспериментальные исследования конструкций сборных железобетонных перемычек наружных несущих стен общественного здания // Известия Юго-Западного государственного университета. 2018. Т. 22. № 5 (80). С. 47–57.
10. Закс Л. Статистическое оценивание / пер. с нем. В.Н. Варыгина; под ред. Ю.П. Адлера, В.Г. Горского. М. : Статистика, 1976. 598 с.

REFERENCES

1. Yalovaya Y.S., Tur V.V. The relationship between the crack opening width of normal separation and deflection in reinforced concrete beams. *Safety of the Russian construction fund. Problems and solutions : Materials of International academic readings*. Kursk, 2019; 201-208. (in Russian).
2. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V. Regulirovanie zhestkosti i prochnosti zhelezobetonnykh balok varirovaniem modulya uprugosti betona. *Journal of Construction and Architecture*. 2018; 20(4):86-93. (in Russian).
3. Semenov D.A. Evolution of the normative approach to the calculation of reinforced concrete elements. *Construction mechanics of engineering structures and structures*. 2017; 5:43-50. (in Russian).
4. 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. (in Russian).
5. Kuzmin P. K. Method for calculating the width of crack openings in reinforced concrete structures during bending. *Construction mechanics of engineering structures and structures*. 2016; 1:23-26. (in Russian).
6. SR 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Updated edition SNIIP 52-01–2003. Moscow, Standartinform, 2019; 124. (in Russian).
7. Obernihin D.V., Nikulin A.I. The opening width of normal cracks in reinforced concrete beams of trapezoidal cross section. *Bulletin of the Belgorod State Technological University V.G. Shuhov*. 2022; 4:68-74. (in Russian).
8. Zhilcov Y.V. Test results of jumpers loaded with two concentrated forces. *Traditions and innovations in construction and architecture. Construction : collection of articles*. Samara, Samara State University of Architecture and Civil Engineering, 2015; 121-125. (in Russian).
9. Smolago G.A., Frolov N.V. Experimental studies of the structures of precast reinforced concrete lintels of external load-bearing walls of a public building. *Proceedings of the Southwestern State University*. 2018; 22:5(80):47-57. (in Russian).
10. Zaks L. *Statistical evaluation*. Moscow, Statistika, 1976; 598. (in Russian).



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.1.46-52

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Тепло- и массоперенос при зимнем бетонировании плитного фундамента

А.М. Ибрагимов*

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

*IbragimovAM@mgsu.ru

Ключевые слова: тепло- и массоперенос, граничные условия, зимнее бетонирование, термодиффузия, метод термоса, теплопотери

История статьи

Поступила в редакцию: 25.01.2026

Доработана: 08.02.2026

Принята к публикации: 10.02.2026

Для цитирования

Ибрагимов А.М. Тепло- и массоперенос при зимнем бетонировании плитного фундамента // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 13. № 1. С. 46–46-52.

Аннотация. Работы по монолитному бетонированию ведутся круглогодично. Одной из проблем является ведение строительных работ в зимний период года, а именно влияние отрицательных температур на процесс твердения бетона в конструкции. Это связано с тем, что вода затвердения, не вступившая в реакцию с цементом, замерзает, увеличиваясь при этом в объеме на 9 %. В результате этого в бетоне возникают внутренние напряжения, приводящие к нарушению его структуры. В статье осуществлена постановка задачи определения температурных и массовых полей в плоской монолитной железобетонной конструкции в условиях зимнего бетонирования. Приведены исходные уравнения тепло-массопереноса и граничные условия, с помощью которых возможно моделирование восьми вариантов реальных ситуаций, возникающих при бетонировании.

Heat and Mass Transfer Processes during Winter Concreting of a Slab Foundation

А.М. Ibragimov*

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

*IbragimovAM@mgsu.ru

Александр Майорович Ибрагимов, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры металлических и деревянных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; Scopus: 57189524528, ResearcherID: AFN-6830-2022, ORCID: 0000-0003-3761-9213, E-mail: IbragimovAM@mgsu.ru

© Ибрагимов А.М., 2026



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

Keywords: heat and mass transfer, boundary conditions, winter concreting, thermal diffusion, thermos method, heat loss

Article history

Received: 25.01.2026

Revised: 08.02.2026

Accepted: 10.02.2026

For citation

Ibragimov A.M. Heat and Mass Transfer Processes during Winter Concreting of a Slab Foundation. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 1(13):46-52.

Abstract. Monolithic concreting works are carried out year-round. One of the challenges is construction work in the winter season, specifically the effect of subzero temperatures on the concrete hardening process in the structure. This is because the mixing water that has not reacted with the cement freezes, expanding in volume by 9 %. As a result, internal stresses arise in the concrete, leading to a disruption of its structure. This article presents the problem of determining temperature and mass fields in a flat monolithic reinforced concrete structure during winter concreting. The initial heat and mass transfer equations and boundary conditions are presented, allowing for the modeling of eight real-world situations that arise during concreting. During operation, building and structural systems may be subjected to various types of accidental actions, creating a risk of complete or partial collapse.

ВВЕДЕНИЕ

Наметившаяся в последние годы тенденция к увеличению строительства зданий и сооружений из монолитного бетона и железобетона ставит перед строительными организациями множество задач. Возведение зданий и сооружений из монолитного бетона и железобетона имеет несомненные преимущества (разнообразие архитектурных форм, гибкость объемно-планировочных решений, долговечность, надежность и т.д.). Работы по монолитному бетонированию ведутся круглогодично. Одной из проблем является ведение строительных работ в зимний период года, а именно влияние отрицательных температур на процесс твердения бетона в конструкции [1–6]. Это связано с тем, что вода затворения, не вступившая в реакцию с цементом, замерзает, увеличиваясь при этом в объеме на 9 %. В результате этого в бетоне возникают внутренние напряжения, приводящие к нарушению его структуры. При повышении температуры вода оттаивает и твердение бетона возобновляется, но структура связей уже нарушена. Кроме того, в результате замораживания снижается сцепление арматуры и зерен заполнителя с цементным камнем вследствие образования на их поверхности ледяных корок. Это ведет к недобору прочности бетоном в установленные нормами сроки. Для исключения негативных последствий при зимнем бетонировании применяют различные способы интенсификации твердения бетона, такие как: предварительный разогрев бетонной смеси, разного рода добавки и модификаторы, термосное выдерживание бетона, различные тепловые воздействия: тепловая обработка бетона путем прогрева греющими изолированными проводами, тепловая обработка с применением наружных источников тепла, форсированный электроразогрев бетона в конструкциях, тепловая обработка путем электродного прогрева, использование термоактивной опалубки и т.п.

Только контроль параметров на всех стадиях процесса твердения бетона в монолитной конструкции может обеспечить надлежащее ее качество и, следовательно, долговечность. Математическое моделирование позволяет на стадии проектирования рассчитать температурные и массовые поля по толщине конструкции на любой стадии твердения и задать параметры процесса. Непосредственно при бетонировании и последующем твердении необходимо осуществлять мониторинг параметров процесса. При возникновении разночтений между проектными параметрами и фактической ситуацией появляется возможность активно вмешиваться в процесс твердения, корректируя его и приводя к оптимальным параметрам твердения.

Alexander M. Ibragimov, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor at the Department of Metal and Wooden Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Scopus: 57189524528, ResearcherID: AFN-6830-2022, ORCID: 0000-0003-3761-9213, E-mail: IbragimovAM@mgsu.ru

МЕТОД

В качестве примера в данной работе рассматривается твердение монолитного фундамента с реальными размерами в плане $32\ 730 \times 16\ 130$ мм и высотой 1 100 мм под шестнадцатизэтажное жилое здание (для рассматриваемого фундамента был поставлен натуральный эксперимент, который подробно описан в работе [7]).

Так как размер плитного фундамента по высоте гораздо меньше размеров в плане, то фундамент можно рассматривать как неограниченную пластину.

Возможны 8 вариантов условий при твердении бетона в теле фундамента (рис.).

В варианте 1 бетон уложен на основание (контактная поверхность I). Верхняя поверхность II открыта и контактирует с атмосферой окружающей среды. Набор прочности идет в естественных условиях за счет теплоты, выделяемой при гидратации цемента. Этот вариант соответствует случаю летнего бетонирования, когда имеются положительные температуры наружного воздуха и подготовленного основания. В зимний период года такой вариант неприемлем, так как значительная часть тепла уходит в окружающую среду и основание, однако этот вариант реален в промежуток времени с начала укладки бетонной смеси и до момента, когда поверхность бетона может выдержать вес человека или трапа.

Вариант 2 аналогичен варианту 1. Открытая поверхность бетона покрыта слоем утеплителя для предотвращения удаления тепла из тела бетона в атмосферу. Этот вариант представляет собой так называемый метод термоса, часто применяемый для бетонирования массивных конструкций с модулем поверхности $M_{\text{п}} \leq 5$ и среднесуточной температурой наружного воздуха ниже $50\ ^\circ\text{C}$ [8].

В варианте 3 бетон уложен на основание. Прогрев конструкции осуществляется снизу. Это промежуточный вариант, моделирующий условия зимнего бетонирования в промежуток времени с момента завершения укладки бетона до момента укрытия свободной поверхности бетона утепляющим слоем для предотвращения теплопотерь (см. вариант 4).

Вариант 4 аналогичен варианту 3. Открытая поверхность бетона утеплена.

Вариант 5 аналогичен варианту 3, только прогрев конструкции осуществляется сверху. Это промежуточный этап для варианта 6.

Вариант 6 аналогичен варианту 5 с утепленной открытой поверхностью.

В седьмом варианте обогрев бетонной конструкции ведется с двух сторон.

Вариант 8 аналогичен варианту 7 с утепленной открытой поверхностью.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

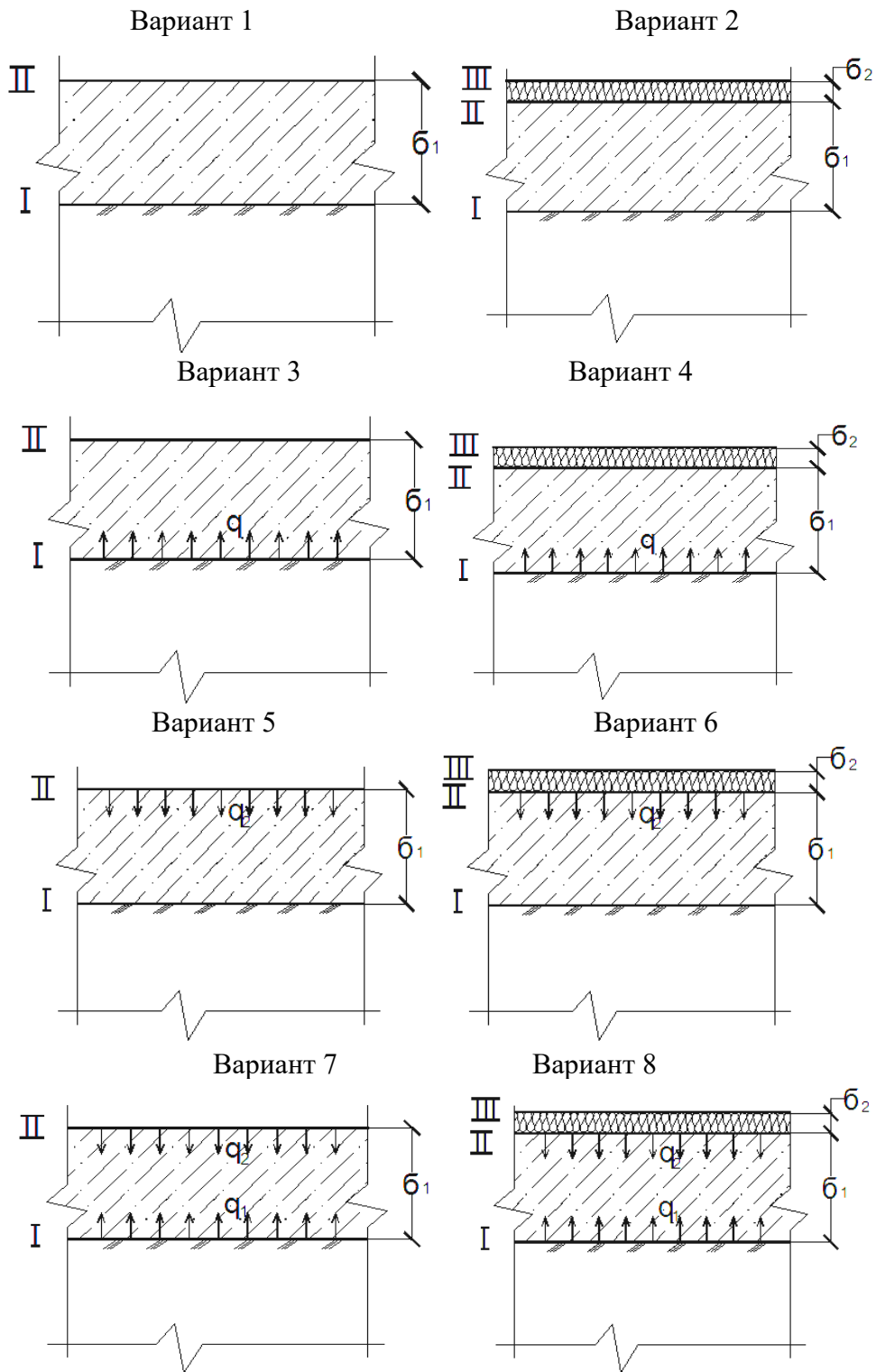
Для математического моделирования процессов, происходящих в теле фундамента, используем теорию тепло- и массопереноса А.В. Лыкова, Ю.А. Михайлова. В нижеприведенных формулах обозначения приняты согласно работам [9, 10].

Взаимосвязанный перенос теплоты и массы в твердом теле описывается системой уравнений в частных производных вида:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a_q \nabla^2 t + \varepsilon r \frac{c_m}{c_q} \frac{\partial \Theta}{\partial \tau} + \frac{c_p k}{c_q \gamma_0} \nabla P \nabla t; \quad (1)$$

$$\frac{\partial \Theta}{\partial \tau} = a_m \nabla^2 \Theta + a_m \delta' \nabla^2 t + a_m \delta'' \nabla^2 P \quad (2)$$

$$\frac{\partial P}{\partial \tau} = a_p \nabla^2 P - \varepsilon \frac{c_m}{c_g} \frac{\partial \Theta}{\partial \tau}. \quad (3)$$



Варианты условий при твердении бетона в теле фундамента
Options for concrete hardening conditions in the foundation slab

Граничные условия на поверхности тела имеют вид:

$$-\lambda_q(\nabla t)_n + q_q(\tau) - (1 - \varepsilon)r q_m(\tau) = 0; \quad (4)$$

$$\lambda_m(\nabla \Theta)_n + \lambda_m \delta'(\nabla t)_n + \lambda_p(\nabla P)_n + q_m(\tau) = 0; \quad (5)$$

$$P_n = p = \text{const.} \quad (6)$$

Влияние эффекта бародиффузии для строительных конструкций мало, поэтому в инженерных расчетах им зачастую пренебрегают, тогда система (1)–(6) упрощается, так как из нее выпадает уравнение (3), условие (6) и третье слагаемое в выражении (5) обращается в ноль.

В частном случае, когда влияние эффектов термодиффузии и внутренних фазовых превращений пренебрежимо мало и основной перенос массы осуществляется посредством теплопроводности, в уравнениях (1) и (2) исчезают последние слагаемые правой части. Система уравнений взаимосвязанного тепло-массопереноса распадается на две самостоятельные задачи переноса теплоты и массы, которые описываются параболическими уравнениями теплопроводности.

Первый член выражения (4) $-\lambda_q(\nabla t)_n$ представляет собой количество тепла, поступившего с поверхности внутрь тела теплопроводностью; второй член $q_q(\tau)$ соответствует количеству тепла, подведенному к поверхности тела; третий член $(1 - \varepsilon)r q_m(\tau)$ представляет собой количество тепла, затраченного на испарение жидкости. Если испарение происходит только внутри тела ($\varepsilon = 1$), то третий член обращается в ноль, в физическом понимании к поверхности тела подводится только пар. При ($\varepsilon = 0$) к поверхности тела подводится только жидкость, испарение происходит только на поверхности тела. Выражение (5) представляет собой уравнение баланса массы вещества. Физический смысл состоит в том, что с поверхности тела в окружающую среду отводится поток массы влаги $q_m(\tau)$, а к поверхности тела влага подводится за счет градиентов потенциала массопереноса $\lambda_m(\nabla \Theta)_n$, теплопереноса $\lambda_m \delta'(\nabla t)_n$ и общего давления $\lambda_p(\nabla P)_n$. Выражение (6) представляет собой реально существующее равенство давления парогазовой смеси у поверхности тела и барометрического давления окружающей среды.

Если задать поток тепла $q_q(\tau)$ и влаги $q_m(\tau)$, то граничные условия (4) и (5) представляют собой граничные условия *второго рода*.

Если задать закон взаимодействия тела с влажным воздухом:

- закон Ньютона:

$$q_q(\tau) = \alpha_q(t_c - t_n); \quad (7)$$

- закон Дальтона:

$$q_m(\tau) = \alpha_m(\Theta_n - \Theta_c); \quad (8)$$

и подставить выражения (7) и (8) в условия (4) и (5), то получают граничные условия *третьего рода*.

Если коэффициенты теплообмена α_q и массообмена α_m большие, то из граничных условий третьего рода получают граничные условия *первого рода*.

Граничные условия *четвертого рода* отражают собой идеальный тепловой и массовый контакт соприкасающихся поверхностей:

$$t_i = t_{i+1}, \Theta_i = \Theta_{i+1}; \quad (9)$$

$$-\lambda_{qi}(\nabla t)_{ni} = -\lambda_{q(i+1)}(\nabla t)_{n(i+1)}, (q_{mi})_n = q_{m(i+1)n} \quad (10)$$

Равенства (9) представляют собой равенство потенциалов тепло- и массопереноса на границе стыка i и $i + 1$ слоя, а равенства (10) — равенство потоков тепла и влаги.

Уравнения тепло- и массопереноса для одномерной системы выведены в работе [10] и имеют вид:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a_q \nabla^2 t + \frac{\varepsilon r}{c\gamma} \frac{\partial u}{\partial \tau}; \quad (11)$$

$$\frac{\partial u}{\partial \tau} = a_m \nabla^2 u + a_m \delta \nabla^2 t. \quad (12)$$

В работе [10] на основе теоремы подобия Кирпичева — Гухмана [11, 12] уравнения (11) и (12) записаны в безразмерных переменных и для неограниченной пластины в обозначениях [10] имеют вид:

$$\frac{\partial T(\bar{x}, Fo)}{\partial Fo} = \frac{\partial^2 T(\bar{x}, Fo)}{\partial \bar{x}^2} - Ko^* \frac{\partial \Theta(\bar{x}, Fo)}{\partial Fo}; \quad (13)$$

$$\frac{\partial \Theta(\bar{x}, Fo)}{\partial Fo} = Lu \frac{\partial^2 \Theta(\bar{x}, Fo)}{\partial \bar{x}^2} - LuPn \frac{\partial^2 T(\bar{x}, Fo)}{\partial \bar{x}^2}. \quad (14)$$

При постановке начальных и граничных условий можно получить аналитические решения уравнений (13) и (14) для каждого из рассматриваемых восьми вариантов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В статье осуществлена постановка задачи определения температурных и массовых полей в плоской монолитной железобетонной конструкции в условиях зимнего бетонирования. Приведены исходные уравнения тепломассопереноса и граничные условия, с помощью которых возможно моделирование восьми вариантов реальных ситуаций, возникающих при бетонировании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Миронов С.А. Теория и методы зимнего бетонирования. Изд. 3-е, перераб. и доп. М. : Стройиздат, 1975. 700 с.
2. Баженов Ю.М. Технология бетона. М. : Издательство АСВ, 2002. 500 с.
3. Арбеньев А.С. Технология бетонирования с электрообогревом смеси. М. : Стройиздат, 1975. 108 с.
4. Головнев С.Г. Оптимизация методов зимнего бетонирования. Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1983. 235 с.
5. Тамразян А.Г., Мешков В.Р., Геращенко В.С., Гришин А.С. Аппроксимация теплофизических свойств бетона для решения нелинейной задачи теплопроводности железобетонных конструкций в условиях пожара // Вестник МГСУ. 2025. № 20 (8). С. 1135–1153.
6. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон — взгляд в будущее // Вестник МГСУ. 2014. № 4. С. 181–189.
7. Федосов С.В., Ибрагимов А.М., Редькина А.С., Нестеров С.А. Контроль тепловых процессов, происходящих в теле монолитной железобетонной конструкции при зимнем бетонировании // Строительные материалы. 2010. № 3. С. 40–42.
8. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / под ред. Б.А. Крылова, С.А. Амбарцумяна, А.И. Звездава. М., 2005. 275 с.
9. Лыков А.В. Теория теплопроводности. М. : Изд-во «Высшая школа», 1967. 600 с.
10. Лыков А.В., Михайлов Ю.А. Теория тепло- и массопереноса. М.–Л. : Госэнергоиздат, 1963. 536 с.
11. Гухман А.А. Физические основы теплопередачи. М. : ОНТИ, 1934.
12. Кирпичев М.В., Конаков П.К. Математические основы теории подобия. М. : Госэнергоиздат, 1949.

REFERENCES

1. Mironov S.A. *Theory and Methods of Winter Concreting*. 3rd ed., revised and expanded. Moscow, Stroyizdat, 1975; 700. (in Russian).

2. Bazhenov Yu.M. *Concrete Technology*. Moscow, ASV Publishing House, 2002; 500. (in Russian).
3. Arbenyev A.S. *Technology of Concreting with Electric Heating of the Mixture*. Moscow, Stroyizdat, 1975; 108. (in Russian).
4. Golovnev S.G. *Optimization of Winter Concreting Methods*. Leningrad, Stroyizdat, Leningrad Branch, 1983; 235. (in Russian).
5. Tamrazyan A.G., Meshkov V.R., Gerashchenko V.S., Grishin A.S. Approximation of Thermophysical Properties of Concrete for Solving the Nonlinear Heat Conduction Problem of Reinforced Concrete Structures under Fire Conditions. *Vestnik MGSU*. 2025; 20(8):1135-1153. (in Russian).
6. Tamrazyan A.G. Concrete and Reinforced Concrete — A Look into the Future. *Vestnik MGSU*. 2014; 4:181-189. (in Russian).
7. Fedosov S.V., Ibragimov A.M., Redkina A.S., Nesterov S.A. Control of Thermal Processes Occurring in the Body of a Monolithic Reinforced Concrete Structure during Winter Concreting. *Construction Materials*. 2010; 3:40-42. (in Russian).
8. *Guide for Heating Concrete in Monolithic Structures*. Ed. by B.A. Krylov, S.A. Ambartsumyan, A.I. Zvezdov. Moscow, 2005; 275. (in Russian).
9. Lykov A.V. *Theory of Heat Conduction*. Moscow, Vysshaya Shkola Publishing House, 1967; 600. (in Russian).
10. Lykov A.V., Mikhailov Yu.A. *Theory of Heat and Mass Transfer*. Moscow – Leningrad, Gosenergoizdat, 1963; 536. (in Russian).
11. Gukhman A.A. *Physical Foundations of Heat Transfer*. Moscow, ONTI, 1934. (in Russian).
12. Kirpichev M.V., Konakov P.K. *Mathematical Foundations of Similarity Theory*. Moscow, Gosenergizdat, 1949. (in Russian).



УДК 539.3

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.1.53-61

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Математическое моделирование разрушения железобетонной плиты при ударном взаимодействии на основе смесевой модели

Н.Т. Югов¹, Н.Н. Белов¹, Г.П. Тонких², А.С. Пляскин¹, А.И. Бабарыкина^{1*}

¹ Томский государственный архитектурно-строительный университет, Томск, Российская Федерация

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

*babarykina.anna.i@yandex.ru

Ключевые слова: железобетон, ударное воздействие, тяжелый стальной ударник, проникание, локальное разрушение, смесевая модель, математическое моделирование, численный расчет

История статьи

Поступила в редакцию: 21.01.2026

Доработана: 01.02.2026

Принята к публикации: 07.02.2026

Для цитирования

Югов Н.Т., Белов Н.Н., Тонких Г.П., Пляскин А.С., Бабарыкина А.И. Математическое моделирование разрушения железобетонной плиты при ударном взаимодействии на основе смесевой модели // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 13. № 1. С. 53–61.

Аннотация. В статье рассматривается задача локального разрушения железобетонной плиты при ударном воздействии тяжелого стального ударника, которая имеет важное значение при расчетном обосновании защитных сооружений, в том числе объектов атомной отрасли и конструкций специального назначения. Актуальность работы обусловлена необходимостью разработки вычислительно эффективных моделей, позволяющих учитывать особенности армирования железобетона при ударных воздействиях умеренной скорости. Целью исследования является разработка и обоснование смесевой математической модели железобетона, предназначенной для прогнозирования параметров проникания и характера локального разрушения преграды. В работе использован численный подход, основанный на представлении железобетона как гомогенной двухфазной среды, учитывающей совместную работу бетонной матрицы и арматуры. Калибровка модели выполнена по опубликованным экспериментальным данным для удара составного стального ударника массой около 330 кг со скоростью порядка 30 м/с по железобетонной плите. В результате расчетов получены кинематические параметры движения ударника, глубина внедрения и характер разрушения преграды. Показано, что предложенная модель позволяет удовлетворительно описывать процесс пробивания железобетонной плиты, воспроизводя основные особенности локального разрушения. Сделан вывод о перспективности применения смесового подхода для инженерной оценки ударной стойкости железобетонных конструкций.

Николай Тихонович Югов, доктор физико-математических наук, профессор, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, Соляная пл., д. 2; eLIBRARY SPIN-код: 2202-5232, Scopus: 6603503907, ResearcherID: N-9015-2014, E-mail: n.t.Yugov@mail.ru

Николай Николаевич Белов, доктор физико-математических наук, профессор, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, Соляная пл., д. 2; eLIBRARY SPIN-код: 7587-3884, Scopus: 7006178222, ResearcherID: N-8999-2014, E-mail: n.n.Belov@mail.ru

Геннадий Павлович Тонких, доктор технических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 3954-1917, ORCID: 0000-0002-7888-8471, E-mail: 5059144@mail.ru

Андрей Сергеевич Пляскин, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой МидК, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, Соляная пл., д. 2; eLIBRARY SPIN-код: 8934-6918, Scopus: 56203778300, ResearcherID: W-8590-2019, ORCID: 0000-0003-2564-8834, E-mail: plyaskinandrei@mail.ru

Анна Игоревна Бабарыкина, ассистент кафедры МидК, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, Соляная пл., д. 2; eLIBRARY SPIN-код: 4551-2002, Scopus: 58919320700, ResearcherID: JNS-4143-2023, ORCID: 0000-0002-0933-2496, E-mail: babarykina.anna.i@yandex.ru

© Югов Н.Т., Белов Н.Н., Тонких Г.П., Пляскин А.С., Бабарыкина А.И., 2026



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

Mathematical Modeling of Reinforced Concrete Slab Failure under Impact Loading Based on a Mixture Model

N.T. Yugov¹, N.N. Belov¹, G.P. Tonkikh², A.S. Plyaskin¹, A.I. Babarykina^{1*}

¹ Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk, Russian Federation

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

*babarykina.anna.i@yandex.ru

Keywords: reinforced concrete, impact loading, heavy steel projectile, penetration, local failure, mixture model, mathematical modeling, numerical simulation

Article history

Received: 21.01.2026

Revised: 01.02.2026

Accepted: 07.02.2026

For citation

Yugov N.T., Belov N.N., Tonkikh G.P., Plyaskin A.S., Babarykina A.I. Mathematical Modeling of Reinforced Concrete Slab Failure under Impact Loading Based on a Mixture Model. *Reinforced concrete structures*. 2026; 1(13):53-61.

Abstract. The paper considers the problem of local failure of a reinforced concrete slab subjected to impact by a heavy steel projectile. This problem is of practical importance in the design and safety assessment of protective structures, including facilities in the nuclear industry and other special-purpose structures. The relevance of the study is determined by the need for computationally efficient models capable of accounting for the influence of reinforcement on penetration parameters and damage patterns under moderate-velocity impact loading. The aim of the study is to develop and justify a mixture-based mathematical model of reinforced concrete for predicting local damage and penetration depth. A numerical approach is used in which reinforced concrete is represented as a homogeneous two-phase medium reflecting the combined action of the concrete matrix and reinforcing steel. The model is calibrated using published experimental data for the impact of a composite steel projectile with a mass of about 330 kg and a velocity of about 30 m/s on a reinforced concrete slab. The calculations made it possible to determine the kinematic parameters of projectile motion, penetration depth, and the main features of target failure. The results show that the proposed model reproduces the main characteristics of reinforced concrete slab perforation with satisfactory accuracy and can be used for engineering assessment of the impact resistance of reinforced concrete structures.

ВВЕДЕНИЕ

Локальные повреждения железобетонных преград при ударе недеформируемым стальным ударником остаются одним из ключевых вопросов при проектировании защитных сооружений, сооружений в атомной отрасли, а также других конструкций специального назначения. Для описания данного процесса разработан широкий спектр моделей, включая эмпирические зависимости, аналитические решения и численные методы. Каждая из этих групп моделей обладает собственными преимуществами и ограничениями, связанными с уровнем физической детализации, требованиями к исходным данным и вычислительными затратами [1–5].

Nikolay T. Yugov, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2 Solyanaya Sq., Tomsk, 634003, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2202-5232, Scopus: 6603503907, ResearcherID: N-9015-2014, E-mail: n.t.Yugov@mail.ru

Nikolay N. Belov, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2 Solyanaya Sq., Tomsk, 634003, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 7587-3884, Scopus: 7006178222, ResearcherID: N-8999-2014, E-mail: n.n.Belov@mail.ru

Gennady P. Tonkikh, Doctor of Technical Sciences, Professor, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoye shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3954-1917, ORCID: 0000-0002-7888-8471, E-mail: 5059144@mail.ru

Andrey S. Plyaskin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Metal and Timber Structures, Tomsk State University of Architecture and Building, 2 Solyanaya Sq., Tomsk, 634003, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 8934-6918, Scopus: 56203778300, ResearcherID: W-8590-2019, ORCID: 0000-0003-2564-8834, E-mail: plyaskinandrei@mail.ru

Anna I. Babarykina, Assistant of the Department of Metal and Timber Structures, Tomsk State University of Architecture and Building, 2 Solyanaya Sq., Tomsk, 634003, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4551-2002, Scopus: 58919320700, ResearcherID: JNS-4143-2023, ORCID: 0000-0002-0933-2496, E-mail: babarykina.anna.i@yandex.ru

В общем случае глубина проникания определяется совокупностью факторов, включая скорость, массу и форму ударника, а также прочностные характеристики материала и конструктивные особенности преграды. Кроме того, процесс сопровождается рядом локальных эффектов, к которым относятся формирование кратера, трещинообразование, откол. Все это вносит существенный вклад в формирование методов расчета [5].

Современные экспериментальные программы показывают, что армирование бетона разносторонне влияет на процесс разрушения. Так, в работе [6] при проведении баллистического эксперимента на простых, армированных и предварительно напряженных бетонных плитах был сделан вывод о повышенной устойчивости армированных образцов к образованию трещин и снижению в них глубины проникания снаряда. При этом в качестве модели для сравнения результатов выступала эмпирическая формула американского армейского инженерного корпуса [2]. Аналогичные выводы о существенном влиянии армирования на характер повреждений и остаточную несущую способность конструкции содержатся и в более поздних исследованиях железобетонных плит при ударе [7].

A.N. Dancygier и соавторы испытали высокопрочные бетонные плиты, армированные стержнями периодического профиля с пределом текучести 400 МПа, при ударе недеформируемыми стальными ударниками [8]. В результате, как отмечено в статье, влияние на сопротивление образцов прониканию оказывало добавление фибры, тогда как армирование стержнями привело лишь к снижению размеров лицевого откола. Кроме того, исследование показывает большую погрешность при расчете глубины проникания снаряда в железобетон с помощью существующих эмпирических формул. Такой вывод согласуется с современными обзорными публикациями, в которых подчеркивается, что точность расчета существенно зависит от выбранной модели материала и от типа рассматриваемого разрушения [4].

Численные методы расчета являются основным инструментом для воспроизведения полной картины локального разрушения: формирования кратера, дробления, трещинообразования, выброса фрагментов, взаимодействия с арматурой и оценки остаточной скорости ударника. Однако надежность прогноза определяется выбором и калибровкой моделей бетона и стали [9–11].

Детализированное моделирование железобетона с явным учетом арматуры физически прозрачно, но в задачах проникания становится вычислительно тяжелым и требует учета большого количества переменных [12]. Это подтверждается и в современных численных исследованиях удара по обычным и армированным бетонным плитам, где точное описание поведения арматуры, контакта и повреждения материала требует сложной постановки и значительных вычислительных затрат [7, 5].

Используя для описания работы железобетона смесевой подход, а именно представляя слой арматуры как гомогенную двухфазную смесь материалов стали и бетона, удастся упростить модель расчета без потери достоверности результатов. Именно это направление выглядит перспективным для математического моделирования удара тяжелого стального ударника, поскольку позволяет:

- сохранить физическую связь с параметрами конструкции (коэффициент армирования, прочность бетона и стали, расположение слоев армирования);
- избежать полной дискретизации каждого стержня, сохраняя вычислительную приемлемость [5].

Несмотря на наличие обширных экспериментальных данных по пробиванию железобетонных плит разными типами ударников и развитых аналитических и численных подходов, в открытой литературе не встречаются работы, описывающие универсальную математическую модель по расчету железобетона на ударные воздействия с учетом особенностей армирования [4, 5, 7, 9–11].

Цель данной работы заключается в разработке и обосновании отечественной математической модели железобетона для прогнозирования локального повреждения и параметров проникания при ударе, а также ее верификации с использованием экспериментальных данных.

Намеченные задачи исследования:

- 1) сформулировать смесевое (гомогенизированное) описание железобетона, включающее вклад арматуры в эффективное сопротивление прониканию и в параметры локального разрушения;
- 2) реализовать расчетную схему и выполнить калибровку параметров модели по опубликованным экспериментальным данным;
- 3) применить разработанную смесевую модель к целевому сценарию удара стального ударника и сформировать рекомендации по использованию модели в параметрических расчетах и инженерной оценке рисков локального разрушения.

МЕТОД

Проектирование промышленных объектов специального назначения требует оценить их способность выдерживать динамические нагрузки, включая высокоскоростные удары, наносимые объектами произвольной формы. Для этого широко используется компьютерное моделирование, позволяющее исследовать поведение конструкционных материалов в условиях динамического воздействия. Такой подход помогает определить ключевые требования к физико-механическим свойствам новых материалов, применяемых при строительстве зданий и сооружений.

Объединение подходов практического испытания и математического моделирования открывает возможности для глубокого анализа динамических процессов, более точного толкования экспериментальных данных и усовершенствования математических моделей. Это позволяет учесть реальные характеристики материалов и конструкций, делая прогнозы более достоверными.

Хрупкие материалы характеризуются наличием множества концентраторов напряжений, таких как поры, границы зерен и микротрещины. Именно в этих зонах начинается процесс разрушения даже при упругом деформировании. Микротрещины формируются под воздействием девиаторных напряжений при сжатии, что снижает сопротивление материала разрушению. Эта стадия включает формирование, рост и слияние микротрещин. До достижения критического состояния материал подчиняется модели линейно-упругой среды, а при дальнейшем повреждении, сопровождающемся фрагментацией, его поведение описывается в рамках моделей упругопластической среды. В процессе пластической деформации наблюдается развитие и смыкание пор, обусловленное внешними напряжениями [13–16].

Неоднородные пористые среды можно моделировать как композиционные материалы, состоящие из твердой матрицы и пор. При этом форма пор приближается к сферической, а их распределение по размерам подчиняется определенной функции, описывающей средний характерный размер a_0 . Также предполагается, что материал в целом однороден, изотропен, а поры равномерно распределены во всех направлениях.

Удельный объем пористой среды V представляется в виде суммы удельного объема материала матрицы V_m и удельного объема пор V_p . Пористость материала характеризуется относительным объемом пустот ξ либо параметром $\alpha = V/V_m$, которые связаны зависимостью $\alpha = 1/(1 - \xi)$.

В качестве локального критерия сдвигового разрушения принимается предельная величина интенсивности пластических деформаций:

$$e_u^* = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{3T_2 - T_1^2},$$

где T_1 и T_2 — первый и второй инварианты тензора деформаций.

Расчет ведется как для пористой упругопластической среды, где до момента разрушения бетон считается линейным упругим телом, обладающим свойствами бетона.

В качестве условия прочности используется следующий критерий (1) [17]:

$$3J_2 = [AI_1 + B] \left\{ 1 - (1 - C) \left[1 - \frac{J_3}{2} \left(\frac{J_2}{3} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \right\}, \quad (1)$$

где I_1, J_2, J_3 — первый инвариант тензора напряжений, второй и третий инварианты девиатора тензора напряжений соответственно.

$$A = R_c - R_p; \quad B = R_c \cdot R_p; \quad C = \frac{3T_c^2}{R_c R_p},$$

где R_c, R_p, T_c — пределы прочности при одноосном сжатии, растяжении и сдвиге.

После выполнения критерия (1) считается, что материал начал разрушаться и поврежден трещинами. На данном этапе расчет ведется в рамках модели пористой упругопластической среды.

Для поврежденного материала предел текучести зависит от давления и определяется по формуле (2):

$$\sigma_s = \sigma_{\min} + \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})k \cdot p}{(\sigma_{\min} - \sigma_{\max}) + k \cdot p}, \quad (2)$$

где $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}, k$ — константы материала; p — давление.

При расчете железобетонных плит слой бетона с арматурой заменяется упругопластической средой, представляющей собой гомогенную двухфазовую смесь материалов — стали и бетона.

Уравнение состояния железобетона (смеси) имеет вид (3):

$$p_m = \frac{\rho_{0жб} c_{0с}^2 (1 - \gamma_s \eta) \eta}{(1 - q_{0s} \eta)^2} + \gamma_s \rho_{0жб} \varepsilon, \quad (3)$$

где $\eta = (1 + \rho_{0жб} V)$; V — удельный объем смеси; γ_s — коэффициент Грюнайзена; q_{0s} и $c_{0с}$ — коэффициенты линейной зависимости скорости ударной волны в смеси от массовой скорости, определяются через ударные адиабаты компонентов смеси.

Разработанная модель поведения сложной структуры в условиях ударно-волнового нагружения лежит в основе комплекса программ ЭВМ «РАНЕТ-3», предназначенных для решения задач удара, взрыва и воздействия мощных потоков излучения на вещество в полной трехмерной постановке [18, 19].

В работе [13] представлены результаты экспериментальных исследований взаимодействия стального ударника высотой 1,016 м и массой 334 кг с железобетонными плитами. Ударник представляет собой конструкцию из двух стальных цилиндров диаметром 26 и 11 см и высотой 60 и 41,6 см соответственно. В качестве преград использовались железобетонные плиты размером 150 × 150 см различной толщины. Арматурные сетки с размером ячеек 8 × 8 см изготовлены из стальных стержней периодического профиля диаметром 10 мм и длиной 150 см. Толщина железобетонных плит варьировалась от 20 до 40 см, количество арматурных сеток составляло от 3 до 8.

При испытаниях бетонной плиты толщиной 20 см, армированной 4 слоями арматурной сетки со скоростью 28,5 м/с, ударник полностью пробивает плиту, а в месте удара остается аккуратное круглое отверстие. Более крупный цилиндр ударился о бетон и ударник

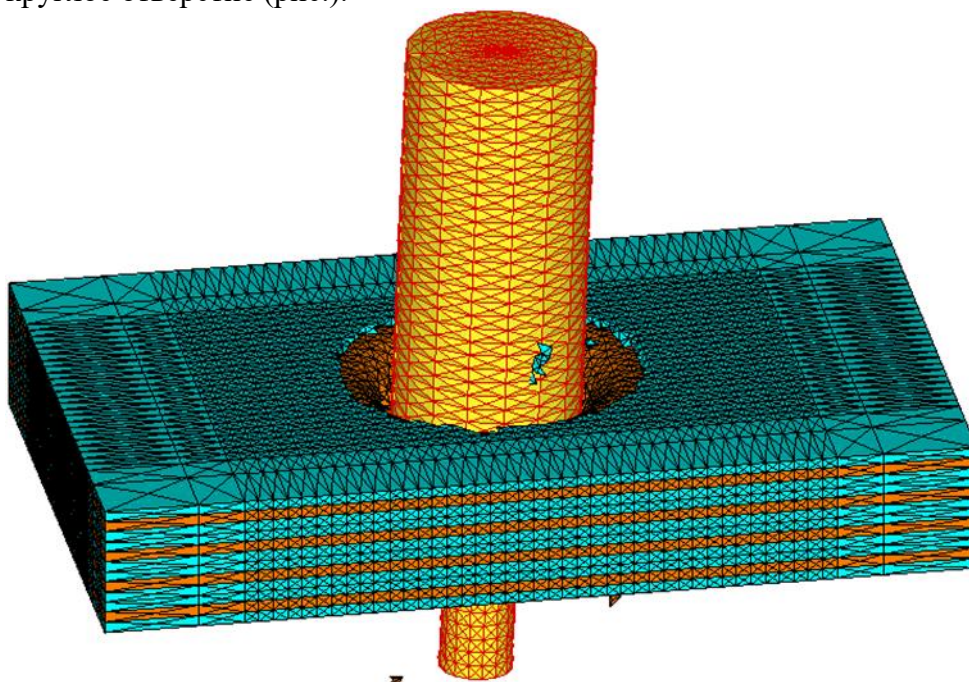
остановился. На тыльной поверхности нижняя арматурная сетка деформирована и частично разрушена.

В рамках изложенных выше моделей поведения материалов ударника и мишени проведем расчет ударного взаимодействия снаряда с железобетонной плитой 20 см, армированной четырьмя арматурными сетками.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Проведенное численное моделирование позволяет проследить последовательность стадий взаимодействия ударника с железобетонной преградой и сопоставить их с характерными механизмами разрушения, наблюдаемыми в эксперименте.

В процессе расчета уже на начальном этапе взаимодействия наблюдается заметное снижение скорости центра масс, что связано с разрушением бетонной матрицы и вовлечением арматурной сетки в работу. Происходит локальное разрушение бетонной матрицы в зоне контакта и внедрение ударника в преграду с одновременным прогибом арматурных сеток. В мишени формируется круглое отверстие (рис.).



Картина пробития железобетонной плиты составным стальным ударником
в момент времени 30 мкс
Perforation of the reinforced concrete slab by a composite steel projectile at $t = 30 \mu\text{s}$

К этому моменту ударник проходит расстояние порядка 49,5 см, при этом более массивная часть ударника диаметром 26 см останавливается после дополнительного внедрения на глубину около 7,9 см.

Сопоставление результатов моделирования с экспериментальными данными показывает качественное совпадение. В частности, расчет корректно воспроизводит факт пробивания плиты при заданных параметрах удара, а также характер снижения скорости ударника и его частичную остановку после взаимодействия с преградой.

В результате ударного взаимодействия в железобетонной плите формируется характерная картина локального разрушения. На лицевой поверхности образуется зона кратера с разрушенной бетонной матрицей, соответствующая области непосредственного контакта с ударником.

По мере продвижения ударника формируется канал проникания, имеющий близкую к цилиндрической форму и ограниченный зоной интенсивного дробления материала.

Арматурные сетки в процессе взаимодействия последовательно деформируются и частично разрушаются. На тыльной поверхности развивается зона откола, обусловленная отражением волн напряжений и развитием растягивающих напряжений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В работе разработана математическая модель взаимодействия тяжелого стального ударника с железобетонной преградой, основанная на смесевом (гомогенизированном) представлении железобетона как двухфазной среды.

Проведенные расчеты показали, что предложенный подход позволяет воспроизводить основные стадии процесса проникания, включая локальное разрушение бетонной матрицы, последовательное разрушение армирующих слоев, формирование сквозного отверстия и развитие тыльного откола. Полученные результаты находятся в качественном согласии с опубликованными экспериментальными данными как по характеру разрушения, так и по кинематике движения ударника.

Показано, что использование смесового подхода обеспечивает приемлемый баланс между физической обоснованностью и вычислительной эффективностью модели, позволяя отказаться от явного моделирования арматурных элементов без существенной потери точности в описании интегральных характеристик процесса проникания.

Полученные результаты подтверждают перспективность применения смесевых моделей железобетона для задач ударного нагружения в диапазоне умеренных скоростей. В дальнейшем целесообразно развитие модели в направлении учета анизотропии армирования, а также уточнения законов разрушения и разупрочнения материала.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Young C.W.* Penetration equations. Albuquerque : Sandia National Laboratories, 1997. DOI: 10.2172/562498
2. *Пляскин А.С., Бабарыкина А.И.* Анализ эмпирических закономерностей ударного взаимодействия снаряда с преградой // Современные тенденции развития науки и мирового сообщества в эпоху цифровизации : сб. мат. X Междунар. науч.-практ. конф. ГОРОД, 2022. С. 364–371. DOI: 10.34755/IROK.2022.49.63.053
3. *Kennedy R.P.* A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects // Nuclear Engineering and Design. 1976. Vol. 37. No. 2. Pp. 183–203. DOI: 10.1016/0029-5493(76)90015-7
4. *Minhas A., Seema S.* Reinforced concrete slab under projectile impact : a review // Materials Today : Proceedings. 2023. Vol. 93. Part 3. Pp. 475–479. DOI: 10.1016/j.matpr.2023.08.116
5. *Ali I., Long X.* Penetration resistance of reinforced concrete slab subjected to rigid projectile impact based on finite element and analytical models // Construction and Building Materials. 2025. Vol. 473. No. 140828. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2025.140828
6. *Kamran, Iqbal M.A.* The ballistic evaluation of plain, reinforced and reinforced-prestressed concrete // Thin-Walled Structures. 2022. Vol. 179. No. 109707. DOI: 10.1016/j.tws.2022.109707
7. *Jacobsen Ø.E.K., Kristoffersen M., Dey S., Børvik T.* Projectile impact on plain and reinforced concrete slabs // Journal of Dynamic Behavior of Materials. 2024. Vol. 10. Pp. 137–159. DOI: 10.1007/s40870-023-00379-6
8. *Dancygier A.N., Yankelovsky D.Z., Jaegermann C.* Response of high performance concrete plates to impact of non-deforming projectiles // International Journal of Impact Engineering. 2007. Vol. 34. No. 11. Pp. 1768–1779. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2006.09.094
9. *Saini D., Oppong K., Shafei B.* Investigation of concrete constitutive models for ultra-high performance fiber-reinforced concrete under low-velocity impact // International Journal of Impact Engineering. 2021. Vol. 157. No. 103969. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2021.103969

10. Xu L.-Y., Cai F., Xue Y.-Y., Takahashi C., Li Y.-Y. Numerical analyses of local damage of concrete slabs by normal impact of deformable solid projectiles // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 23. No. 12. Pp. 5121–5132. DOI: 10.1007/s12205-019-1281-x
11. Samadzad A., Whelan M., Cathey S., Braxtan N., Chen S. Investigation of concrete constitutive models for predicting the response, damage, and residual capacity of reinforced concrete beams subject to low velocity impact // *International Journal of Impact Engineering*. 2025. Vol. 202. No. 105310. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2025.105310
12. Orbovic N., Sagals G., Blahoiianu A. Influence of transverse reinforcement on perforation resistance of reinforced concrete slabs under hard missile impact // *Nuclear Engineering and Design*. 2015. Vol. 295. Pp. 716–729. DOI: 10.1016/j.nucengdes.2015.06.007
13. Белов Н.Н. Динамика высокоскоростного удара и сопутствующих физических явлений. Томск : Изд-во «СТТ» Нортхэмптон, 2005.
14. Белов Н.Н. Расчет железобетонных конструкций на взрывные и ударные нагрузки. Томск : Изд-во «СТТ» Нортхэмптон, 2004.
15. Белов Н.Н. Расчетно-экспериментальный метод динамической прочности элементов железобетонных конструкций. Томск : Изд-во «СТТ» Нортхэмптон, 2008.
16. Белов Н.Н. Анализ динамической прочности строительных конструкций на взрывные и ударные нагрузки расчетно-экспериментальным методом. Томск : Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та, 2021.
17. Генуев Г.А. К вопросу обобщения теории прочности бетона // *Бетон и железобетон*. 1965. № 2. С. 16–29.
18. Югов Н.Т., Белов Н.Н., Югов А.А. Расчет адиабатических нестационарных течений в трехмерной постановке (РАНЕТ-3) // Федеральная служба по интеллектуальной собственности, патентам и товарным знакам. Свидетельство о государственной регистрации программ для ЭВМ № 2010611042. М., 2010.
19. Belov N.N., Yugov N.T. Numerical study of the high-speed impact of a steel projectile on a concrete target // *International Journal of Impact Engineering*. 2024. Vol. 67. Pp. 267–272.
20. Barr P. et al. Study of the perforation of reinforced concrete slabs by rigid missiles. Part 1: General introduction and experimental study // *Nuclear Engineering and Design*. 1977. Vol. 41. Pp. 91–102.

REFERENCES

1. Young C.W. *Penetration equations*. Albuquerque, Sandia National Laboratories, 1997. DOI: 10.2172/562498
2. Plyaskin A.S., Babarykina A.I. Analysis of empirical regularities of projectile-target impact interaction. *Current trends in the development of science and the world community in the era of digitalization : Proceedings of the X International scientific and practical conference*. ГОРОД, 2022; 364-371. DOI: 10.34755/IROK.2022.49.63.053 (in Russian).
3. Kennedy R.P. A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects. *Nuclear Engineering and Design*. 1976; 37(2):183-203. DOI: 10.1016/0029-5493(76)90015-7
4. Minhas A., Seema S. Reinforced concrete slab under projectile impact : a review. *Materials Today : Proceedings*. 2023; 93(3):475-479. DOI: 10.1016/j.matpr.2023.08.116
5. Ali I., Long X. Penetration resistance of reinforced concrete slab subjected to rigid projectile impact based on finite element and analytical models. *Construction and Building Materials*. 2025; 473:140828. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2025.140828
6. Kamran, Iqbal M.A. The ballistic evaluation of plain, reinforced and reinforced-prestressed concrete. *Thin-Walled Structures*. 2022; 179:109707. DOI: 10.1016/j.tws.2022.109707
7. Jacobsen Ø.E.K., Kristoffersen M., Dey S., Børvik T. Projectile impact on plain and reinforced concrete slabs. *Journal of Dynamic Behavior of Materials*. 2024; 10:137-159. DOI: 10.1007/s40870-023-00379-6
8. Dancygier A.N., Yankelevsky D.Z., Jaegermann C. Response of high performance concrete plates to impact of non-deforming projectiles. *International Journal of Impact Engineering*. 2007; 34(11):1768-1779. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2006.09.094
9. Saini D., Oppong K., Shafei B. Investigation of concrete constitutive models for ultra-high performance fiber-reinforced concrete under low-velocity impact. *International Journal of Impact Engineering*. 2021; 157:103969. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2021.103969
10. Xu L.-Y., Cai F., Xue Y.-Y., Takahashi C., Li Y.-Y. Numerical analyses of local damage of concrete slabs by normal impact of deformable solid projectiles. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019; 23(12):5121-5132. DOI: 10.1007/s12205-019-1281-x
11. Samadzad A., Whelan M., Cathey S., Braxtan N., Chen S. Investigation of concrete constitutive models for predicting the response, damage, and residual capacity of reinforced concrete beams subject to low velocity impact. *International Journal of Impact Engineering*. 2025; 202:105310. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2025.105310

12. Orbovic N., Sagals G., Blahoianu A. Influence of transverse reinforcement on perforation resistance of reinforced concrete slabs under hard missile impact. *Nuclear Engineering and Design*. 2015; 295:716-729. DOI: 10.1016/j.nuceng-des.2015.06.007
13. Belov N.N. *Dynamics of high-speed impact and accompanying physical phenomena*. Tomsk, STT Northampton Publ., 2005. (in Russian).
14. Belov N.N., Kopanitsa D.G., Kumpyak O.G., Yugov N.T. *Calculation of reinforced concrete structures under explosive and impact loads*. Tomsk, STT Northampton Publ., 2004. (in Russian).
15. Belov N.N. *Computational and experimental method of dynamic strength of reinforced concrete structural elements*. Tomsk, STT Northampton Publ., 2008. (in Russian).
16. Belov N.N. *Analysis of dynamic strength of building structures under explosive and impact loads by the computational and experimental method*. Tomsk, Tomsk State University of Architecture and Building Publ., 2021. (in Russian).
17. Geniev G.A., Kissyuk V.N. On the generalization of the concrete strength theory. *Beton i zhelezobeton*. 1965; 2:16-29. (in Russian).
18. Yugov N.T., Belov N.N., Yugov A.A. Calculation of adiabatic non-stationary flows in a three-dimensional formulation (RANET-3). *Certificate of state registration of computer program No. 2010611042*. Moscow, 2010. (in Russian).
19. Belov N.N., Yugov N.T. Numerical study of the high-speed impact of a steel projectile on a concrete target. *International Journal of Impact Engineering*. 2024; 67:267-272.
20. Barr P. et al Study of the perforation of reinforced concrete slabs by rigid missiles. Part 1: General introduction and experimental study. *Nuclear Engineering and Design*. 1977; 41:91-102.

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ

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

Статьи принимаются по следующим тематикам:

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

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

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

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

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

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

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

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

Рекомендации по полноте и представительности:

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

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>