

Главный редактор:
Колчунов В.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Заместители главного редактора:
Гордон В.А., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Савин С.Ю., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*
Финадеева Е.А., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Редакция:
Акимов П.А., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Бакаева Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Бок Т., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*
Булгаков А.Г., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*
Ерофеев В.Т., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Есаулов Г.В., *акад. РААСН, д-р арх., проф. (Россия)*
Ильичев В.А., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Каприелов С.С., *акад. РААСН, д.т.н., проф. (Россия)*

Колесникова Т.Н., *д-р арх., проф. (Россия)*
Колчунов В.И., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Коробко А.В., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Король Е.А., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Кривошапко С.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Кудряшов Н.Н., *канд. арх., проф. (Россия)*
Лефай З., *д-р техн. наук, проф. (Франция)*
Мелькумов В.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Орлович Р.Б., *д-р техн. наук, проф. (Польша)*

Питчинова Г.А., *д-р арх., проф. (Россия)*
Реболич Д., *д-р техн. наук, проф. (Словения)*
Римшин В.И., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Себешев В.Г., *почетный чл. РААСН, канд. техн. наук, проф. (Россия)*
Тамразян А.Г., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Травуш В.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Трещев А.А., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Тур В.В., *иностран. чл. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Федорова Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Шах Р., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Исполнительный редактор:
Амелина М.А., *(Россия)*

Адрес редакции:
302030, Орловская обл., г. Орёл,
ул. Московская, д. 77.
Тел.: +79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169
от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс **86294**
по объединённому каталогу «Пресса России»
на сайтах www.pressa-ru.ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2026

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Десяткин М.А. Коэффициент условий работы сталежелезобетонных перемычек с внешним листовым армированием.....	3
Колчунов В.И. Представительный объем характерных зон напряженного состояния в механике железобетона.....	17
Тур А.В. Численный анализ нелинейного поведения поврежденной конструктивной системы на основе имитационного моделирования...	27

Безопасность зданий и сооружений

Бу Нгок Туен, Лизогуб А.А. Установление форматов безопасности для динамического нелинейного конечно-элементного анализа железобетонной конструкции при внезапном удалении несущей колонны.....	46
Кайдас П.А. Живучесть сборно-монолитных железобетонных рам при особых воздействиях.....	60
Федоров В.С., Терехов И.А., Лелетко Д.П. Обоснование границ технического состояния конструкций на основе метода предельных состояний.....	71
Смирнов В.А. Динамическая модель вязкоупругого вибродемпфирующего материала.....	81

Строительные материалы и технологии

Федосов С.В., Коротеев Д.Д. Моделирование радиационно-конвективного теплопереноса в системе "железобетонная конструкция — облицовочное покрытие".....	91
Федюк Р.С., Савенков А.И. Критический обзор нормативного регулирования неавтоклавных пенобетонов: состояние, проблемы и направления развития.....	104

Editor-in-Chief
Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Editor-in-Chief Assistants:
Gordon V.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Savin S.Yu., candidate sc. tech., docent (Russia)
Finadeeva E.A., candidate sc. tech., docent (Russia)

Editorial Board
Akimov P.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Bakaeva N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Bock T., doc. sc. tech., prof. (Germany)
Bulgakov A.G., doc. sc. tech., prof. (Germany)
Erofeev V.T., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Esaulov G.V., doc. arc., prof. (Russia)
Illichev V.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Kaprielov S. S., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Kolesnikova T.N., doc. arc., prof. (Russia)
Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Korobko A.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Korol E.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Krivoshapko S.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Kudryashov N.N., candidate arc., prof. (Russia)
Lafhaj Z., doc. sc. tech., prof. (France)
Melkumov V.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Orlovic R.B., doc. sc. tech., prof. (Poland)
Ptichnikova G.A., doc. arc., prof. (Russia)
Rebolj D., doc. sc. tech., prof. (Slovenia)
Rimshin V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Sebeshev V.G., candidate sc. tech., prof. (Russia)
Tamrazyan A.G., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Travush V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Treschev A.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Tur V.V., doc. sc. tech., prof. (Belorussia)
Fedorov V.S., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Fedorova N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Schach R., doc. sc. tech., prof. (Germany)

Managing Editor:
Amelina M.A., (Russia)

The edition address:
302030, Oryol region., Oryol,
Moskovskaya Street, 77
+79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for
monitoring communications, information
technology and mass communications
The certificate of registration:
ПН №ФЦ 77-67169 from 16.09.2016 r.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»
86294 on the websites www.ppressa-ff.ru and
www.akc.ru

© Orel State University, 2026

Contents

Theory of engineering structures. Building units

- Desiatkin M.A.** Working conditions factor for steel-reinforced concrete coupling beams with external steel-plate reinforcement 3
Kolchunov V.I. Representative volume of characteristic zones of the stress-strain state in the mechanics of reinforced concrete 17
Tur A.V. Numerical analysis of the nonlinear behavior of a damaged structural system based on immitational modeling 27

Building and structure safety

- Vu Ngoc Tuyen, Lizahub A.A.** Establishment of safety formats for dynamic nonlinear finite element analysis of a reinforced concrete structure under sudden load-bearing column removal 46
Kaydas P.A. Robostness of precast monolithic concrete frames under special impacts 60
Fedorov V.S., Terekhov I.A., Leletko D.P. Justification of the technical condition boundaries of structures based on the limit state method 71
Smirnov V.A. Dynamic model of a viscoelastic vibration-damping material 81

Construction materials and technologies

- Fedosov S.V., Koroteev D.D.** Modeling of heat transfer processes in the system "reinforced concrete structure – façade cover" 91
Fediyuk R.S., Savenkov A.I. Critical review of the regulatory regulation of non-autoclaved foam concrete: status, problems and directions of development 104

The journal Building and Reconstruction (Stroitel'stvo i rekonstruktsiya) have being included by Higher Attestation Commission in the List of peer-reviewed scientific journals, in which the main scientific results of dissertations for the degree of candidate and doctor of science should be published, for the group of scientific specialties 2.1. - Construction and architecture: 2.1.1. – Building constructions, buildings and structures (technical sciences); 2.1.2. – Soils and foundations, underground structures (technical sciences); 2.1.5. – Building products and construction materials (technical sciences); 2.1.7. – Construction technology and organization (technical sciences); 2.1.9. – Structural mechanics (technical sciences); 2.1.10. – Environmental safety in construction and urban economy (technical sciences); 2.1.11. – Theory and history of architecture, restoration and reconstruction of historical and architectural heritage (architecture); 2.1.12. – Architecture of buildings and structures. Creative concepts of architectural activity (architecture); 2.1.13. – Urban planning, planning of rural settlements (architecture). The journal is indexed in RSCI, RSCI on the Web of Science.

Научная статья

М.А. ДЕСЯТКИН¹

¹ООО «Инфорспроект», г. Москва, Россия

КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕМЫЧЕК С ВНЕШНИМ ЛИСТОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Аннотация. В статье представлены результаты статистического анализа несущей способности сталежелезобетонных перемычек с внешним листовым армированием монолитных связевых стен высотного здания высотой более 500 м, выполненного на основании экспериментальных исследований 159 натурных образцов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Для статистической обработки отобрана выборка из 41 годного испытания трех серий с единым конструктивным решением. Действующий СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» не содержит частного коэффициента условий работы для рассматриваемых конструкций. По результатам обработки нормированный коэффициент несущей способности подчиняется нормальному закону, что подтверждено критериями Колмогорова–Смирнова и Шапиро–Уилка; коэффициент вариации составил 8,5%. Расчетное значение коэффициента условий работы по 5%-ному квантилю равно 1,15. В работе определено место предложенного коэффициента в действующей нормативной иерархии (СП 266 / СП 63 / СП 16 / ГОСТ 27751) и выполнено сопоставление с аналогичными коэффициентами по нормам Eurocode и AISI. Полученное значение обеспечивает требуемый уровень надежности рассматриваемых конструкций и может быть рекомендовано к включению в профильный раздел СП 266.

Ключевые слова: сталежелезобетонная конструкция; перемычка; листовое армирование; коэффициент условий работы; частный коэффициент по сопротивлению; статистический анализ.

Для цитирования: Десяткин М.А. Коэффициент условий работы сталежелезобетонных перемычек с внешним листовым армированием // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 3-16. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-3-16. EDN: IWDKTB

Research Article

M.A. DESIATKIN¹

¹LLC «Inforsproekt», Moscow, Russia

WORKING CONDITIONS FACTOR FOR STEEL-REINFORCED CONCRETE COUPLING BEAMS WITH EXTERNAL STEEL-PLATE REINFORCEMENT

© Десяткин М.А., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the
Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Abstract. The article presents the results of a statistical analysis of the load-bearing capacity of steel-reinforced concrete coupling beams with external steel-plate reinforcement of monolithic linked walls of a high-rise building over 500 m tall, based on experimental research of 159 full-scale specimens of TsNIISK named after V.A. Kucherenko. For statistical analysis, a sample of 41 selected tests of three series with a common structural design was selected. The current Russian Code SP 266.1325800.2016 «Steel-reinforced concrete structures. Design code» does not specify a partial working conditions factor for the considered structures. The processing results show that the normalized load-bearing capacity coefficient follows a normal distribution, confirmed by the Kolmogorov–Smirnov and Shapiro–Wilk tests; the coefficient of variation amounted to 8.5%. The design value of the working conditions factor based on the 5%-quantile equals 1.15. The article establishes the place of the proposed factor in the current regulatory hierarchy (SP 266 / SP 63 / SP 16 / GOST 27751) and provides a comparison with analogous factors of Eurocode and AISC standards. The obtained value ensures the required level of reliability of the considered structures and can be recommended for inclusion in the relevant section of SP 266.

Keywords: steel-reinforced concrete structure; coupling beam; steel-plate reinforcement; working conditions factor; partial resistance factor; statistical analysis.

For citation: Desiatkin M.A. Working conditions factor for steel-reinforced concrete coupling beams with external steel-plate reinforcement. *Building and Reconstruction*. 2026; 3(125): 3-16. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-3-16. EDN: IWDKTB

1. Введение

Действующий в Российской Федерации свод правил СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» ориентирован на конструкции с внутренним стальным сечением, заключенным в бетон. Перемычки иной типологии – сталежелезобетонные конструкции с внешним листовым армированием (далее – СТЖБ с ЛА; в обозначениях формул несущей способности по контексту с предшествующими публикациями сохранен индекс $\gamma_{спжб}$), у которых стальная пластина расположена снаружи и связана с монолитным железобетонным ядром стад-болтами, – в область прямого применения СП 266 не попадают. Причина в том, что в п. 4.4.4.1 СП 266 гипотеза плоских сечений принимается «без учета податливости швов объединения», то есть с допущением непрерывной связи компонентов. Для СТЖБ-узла с внешней пластиной и дискретной анкеровкой стад-болтами это допущение применимо лишь как первое приближение и требует уточнения через частный коэффициент условий работы. Прочностные характеристики бетонной и стальной частей при расчете берутся из сопредельных норм – СП 63.13330.2018 (γ_b , γ_s) и СП 16.13330.2017 (γ_c). Однако ни в одном из перечисленных документов нет частного коэффициента, который описывал бы специфику совместной работы наружной пластины и бетона, локальную устойчивость листа и дискретность анкеровки. Именно этот пробел в нормативной базе и потребовал отдельного исследования, результаты которого изложены ниже. Конструктивное устройство сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием показано на рис. 1.

Несущая способность СТЖБ-перемычки складывается из четырех неоднородных по физике механизмов: изгибно-сдвиговой работы стального листа, работы железобетонного ядра в стесненных условиях, передачи касательных усилий через стад-болты и локальной потери устойчивости пластины на завершающей стадии. Свести их к одному аналитическому выражению не удастся, поэтому статистическая верификация на массиве натурных испытаний остается единственным надежным путем [1-4].

Следует четко разделять две различные величины: γ_n – множитель, регламентируемый ГОСТ 27751-2014 и учитывающий уровень ответственности сооружения (действует на стороне усилий), и $\gamma_{спжб}$ – частный коэффициент сопротивления, который отражает статистический разброс несущей способности конкретной типологии узла. Применение обеих величин в проверке предельного состояния независимо: $M_{Ed} \cdot \gamma_n \leq R_n / \gamma_{спжб}$.

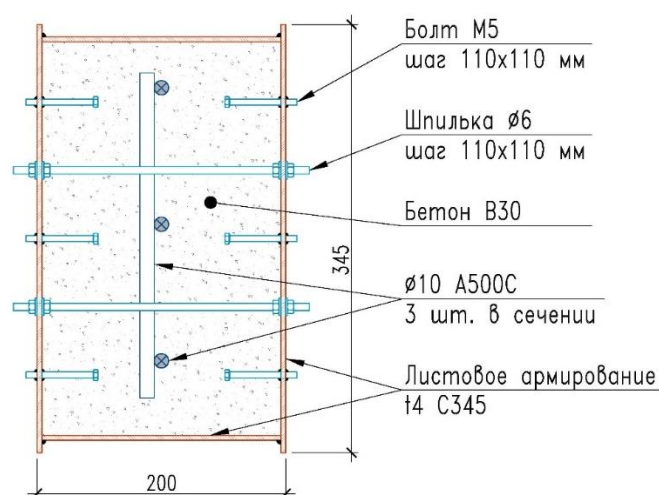


Рисунок 1 – Поперечное сечение сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием (испытательный образец В3.1)

Цель работы – получить статистически обоснованное значение коэффициента условий работы $\gamma_{спжб}$ для типологии СТЖБ с ЛА, и установить его место в действующей отечественной нормативной иерархии. Задачи: (1) формализация метода нормировки на групповые средние; (2) проверка нормальности распределения γ ; (3) расчет $\gamma_{спжб}$ через нормативный 5%-квантиль; (4) сопоставление с международными и отечественными частными коэффициентами. Область рассмотрения настоящей работы ограничена режимом преобладающего изгиба перемычки (M_{Ed} как доминирующий силовой фактор при $N_{Ed} \approx 0$ и $T_{Ed} = 0$).

Актуальность задачи подтверждается тенденциями развития нормативной базы для высотных зданий [8-10, 15-17].

2. Модели и методы

Экспериментальная программа

Применение нового типа конструкций (СТЖБ с ЛА) в монолитных железобетонных стенах высотных зданий обусловило интерес проектировщиков к экспериментальному подтверждению несущей способности данной типологии. Развернутое описание экспериментальной программы, моделей и материалов представлено в работах [15-17].

Программа объединяла 159 образцов, разбитых на 12 групп. Группы различались по геометрии сечения, длине заделки стального профиля, классу бетона и конструкции узла сопряжения; в пределах каждой группы варьировался один или несколько параметров при фиксированных остальных, что и позволяло отделить вклад отдельных факторов. Не все группы оказались пригодны для статистики $\gamma_{спжб}$: в части из них использовались нестандартные схемы нагружения, в других – испытан единственный образец. По соображениям повторяемости для дальнейшего анализа отобраны три группы с наибольшим числом образцов: В4 (20 образцов), В7 (12 образцов) и С3 (9 образцов). Суммарный объем пригодной выборки составил $n = 41$ испытание.

Отбор подчинялся трем условиям: не менее трех образцов в группе, единое конструктивное решение внутри группы, отсутствие аномалий при визуальной проверке протоколов (нетипичный характер разрушения, явные сбои оборудования регистрации). Внутригрупповой разброс получился неоднородным. В группе В7 коэффициент вариации оказался стандартным для подобных испытаний – 6,6%. В группах В4 и С3 значения CV заметно выше – 23,9% и 19,3%, причем этот разброс не случаен: внутри этих групп специально варьировался один из конструктивных параметров, что и расширило диапазон значений несущей способности.

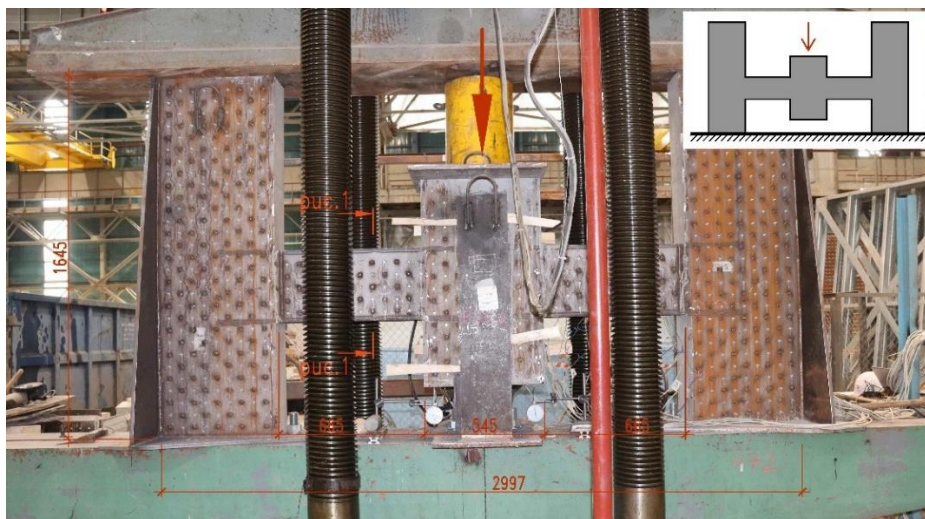


Рисунок 2 – Схема испытательного стенда

Выбор именно трех групп (В4, В7, С3) из двенадцати обусловлен соображениями статистической представительности: для надежной оценки 5%-квантиля по упорядоченной выборке минимально требуемое суммарное число наблюдений составляет $n \geq 20$.

Параметры испытаний

Испытания проводились на испытательном стенде, воспроизводящем Н-образный фрагмент монолитной стены в масштабе 1:1 (рис. 2). Стенд оборудован гидравлическим прессом ИПС-1000 с максимальным усилием 9807 кН и погрешностью измерения нагрузки не более $\pm 0,5\%$. Вертикальная нагрузка прикладывалась к простенкам как равновеликие сосредоточенные силы, имитируя условия работы стены высотного здания в условиях гравитационного нагружения; поперечная нагрузка – через горизонтальный домкрат с компенсацией вертикальных реакций. Схема нагружения соответствовала квазистатическому монотонному нагружению с постоянной скоростью деформирования.

Методология испытаний в общей части соответствовала требованиям ГОСТ 8829-2018 применительно к испытаниям несущих железобетонных конструкций нагружением. Регистрировались: вертикальная и горизонтальная составляющие нагрузки; деформации в контрольных точках по схеме тензометрирования; прогибы перемычки по трем сечениям; раскрытие трещин. За несущую способность R_u каждого образца принималось максимальное значение горизонтальной нагрузки, после которого фиксировался устойчивый спад сопротивления конструкции на 15% и более.

Анализ протоколов испытаний позволил выделить три характерных механизма разрушения образцов. Первый тип (преобладающий – около 65% образцов): сдвиг стального профиля в зоне опирания с раздроблением бетона простенка перед торцевой пластиной. Второй тип (около 25%): диагональное трещинообразование в теле перемычки с постепенной передачей усилий на арматурные стержни контурной рамки. Третий тип (около 10%): потеря устойчивости стенки стального профиля в зоне максимальных касательных напряжений. Для всех типов характер нагрузочной кривой $P-\delta$ аналогичен: упругий начальный участок, нелинейная зона накопления повреждений, пик несущей способности и плавный спад – без хрупкого разрушения, что свидетельствует об удовлетворительной пластичности конструкции.

Конструктивное решение базовой серии В3

В качестве базовой конфигурации для иллюстрации типичного конструктивного решения рассмотрена группа В3 (серия В3.1). Геометрические характеристики группы В3 (серия В3.1): Н-образный испытательный фрагмент шириной 2997 мм при высоте 1661 мм;

толщина монолитной стены – 200 мм; относительная гибкость перемычки $\ell/h \approx 4$. Профиль перемычки – сварной двутавр из стали С345; толщина пластины $t = 16$ мм. Бетон простенков – класс В30 по СП 63.13330.2018. Поперечное армирование стены – фоновая арматура класса А500С с шагом, рассчитанным из условий обеспечения монолитности зоны опирания профиля.

Глубина заделки стального профиля в простенок принималась из условия равенства момента несущей способности на конце заделки изгибающему моменту от полной прочности сдвига перемычки, что соответствует рекомендациям Motter и др. [1, 2] и методологии Paulay и Binney [5], получившей развитие в работах Harties и др. [6]. В зоне опирания стального профиля на торцевых пластинах установлены приваренные шпильки Ø22 мм (анкеровка профиля в бетоне простенка); по длине пролета связь наружной листовой пластины с бетонным ядром обеспечивается стад-болтами Ø16 мм с шагом 100 мм (см. п. 6.3). Вклад трения по контактной поверхности в суммарную несущую способность составлял, по оценкам на основе измеренных реакций, около 15–20% от максимального усилия.

Метод нормировки γ_i

Статистический анализ несущей способности осложняется тем, что исходная выборка включает образцы с существенно различающимися геометрическими параметрами и, следовательно, принципиально разными абсолютными значениями несущей способности. Прямое объединение таких данных в единую выборку для оценки коэффициента вариации нецелесообразно, поскольку межгрупповой разброс несущих способностей доминирует над внутригрупповым и искажает оценку случайной составляющей вариабельности.

Для устранения систематической межгрупповой вариации применяется нормировка на групповые средние: для каждого образца i в группе j вычисляется безразмерный коэффициент (1):

$$\gamma_i = P_{u,i} / \langle P_u \rangle_j \quad (1)$$

В этом выражении $P_{u,i}$ означает разрушающую нагрузку i -го образца, а $\langle P_u \rangle_j$ – ее осредненное значение в пределах j -й группы. Поскольку каждый γ_i нормирован на собственное групповое среднее, групповая сумма величин γ_i по построению дает ровно n ; именно эта особенность снимает межгрупповой сдвиг и допускает слияние всех групп в единый набор. Корректность такого объединения требует, кроме того, проверки на равенство внутригрупповых дисперсий, которая выполняется ниже с использованием критерия Бартлетта. Описанная техника – обычный прием при работе с частными коэффициентами в рамках полувероятностного формата проектирования [11].

Численно $\gamma_{спжб}$ определяется как обратная величина к 5%-квантилю распределения γ , рассчитываемому по нормативу. Если допустить нормальный закон, то квантиль выражается формулой (2):

$$\gamma_p\% = \mu - u_p \cdot \sigma, \quad (2)$$

в которой μ обозначает математическое ожидание, σ – стандартное отклонение, а u_p – квантиль стандартной нормальной случайной величины при вероятности p . Принятому в нормативах уровню $p = 5\%$ отвечает значение $u_5\% = 1,645$, что дает окончательное выражение $\gamma_{спжб} = 1/\gamma_5\%$. Использованная процедура согласована с положениями приложения С к EN 1990 (Eurocode 0) и ГОСТ 27751-2014; ее адаптация для высотных зданий представлена в публикациях Д.В. Кониной [10] и В.И. Травуша – В.И. Колчунова [13, 14].

3. Результаты исследования и их анализ

Статистики по группам

В таблице 1 сведены первичные статистические показатели разрушающих нагрузок для трех рабочих групп. Между сериями фиксируется заметный разброс средних: минимум приходится на серию В7 ($\langle P \rangle \approx 1329$ кН), максимум – на серию В4 ($\langle P \rangle \approx 2075$ кН); такое

расхождение объясняется различиями в геометрии поперечных сечений. Внутригрупповой коэффициент вариации меняется в широких пределах – от 6,6 % у В7 до 23,9 % у В4. Эта неравномерность разброса между группами – основной аргумент в пользу применения нормировки до объединения данных.

Таблица 1 - Статистические характеристики несущей способности по группам

Группа	n	$\langle P \rangle$, кН	σ , кН	CV, %	Диапазон, кН
В4	20	2075	496,6	23,9	1170–2550
В7	12	1329	88,2	6,6	1177–1491
С3	9	1271	245,5	19,3	991–1682
Итого	41	–	–	–	991–2550

Особого внимания заслуживает контраст между группами. Серия В7 демонстрирует довольно тесный разброс ($CV = 6,6 \%$), тогда как у серий В4 и С3 коэффициент вариации превышает 19 %. Объяснение этому, по-видимому, простое: в сериях В4 и С3 преднамеренно изменялся один из конструктивных параметров – глубина заделки либо шаг шпилек, – а оба эти фактора сильно сказываются на величине разрушающей нагрузки. Деление на групповое среднее устраняет эту детерминированную составляющую разброса; в результирующем распределении остается только случайный компонент сопротивления узла.

Параметры распределения γ

Каждое из опытных значений $P_{u,i}$ поделено на групповое среднее соответствующей серии; полученные $n = 41$ безразмерных γ_i образуют общую выборку, подлежащую дальнейшему анализу. Ее основные характеристики, результаты статистических тестов на нормальность и расчетная величина нормативного квантиля представлены в таблице 2.

Таблица 2 - Параметры распределения нормированного коэффициента γ ($n = 41$)

Параметр	Значение	Примечание
Число наблюдений n	41	Группы В4, В7, С3
Среднее $\langle \gamma \rangle$	1,0000	По конструкции нормировки
Ст. отклонение $\sigma(\gamma)$	0,0848	
Коэффициент вариации CV	8,48%	
Асимметрия S	0,12	Близко к 0 $\rightarrow$ симметричное
Экссесс E	-0,31	Близко к 0
5%-квантиль эмпирический	0,869	Значение по реальным 41 измерениям; 5% самых низких – ниже этой границы
5%-квантиль нормальный	0,861	То же значение, если γ подчиняется нормальному закону: $\mu - 1,645 \cdot \sigma$
$\gamma_{спжб} = 1/\gamma_{5\%}$	$1,162 \approx 1,15$	Принятое значение

Среднее значение γ по объединенной выборке точно равно единице – это следствие самого способа нормировки, поэтому содержательную информацию несет именно разброс. Среднеквадратическое отклонение $\sigma = 0,0848$ соответствует коэффициенту вариации $CV = 8,48\%$. Значения асимметрии ($S = 0,12$) и эксцесса ($E = -0,31$) незначительно отклоняются от нуля, что качественно свидетельствует о близости распределения к нормальному закону.

Критической проверкой применимости нормального закона служит сравнение эмпирического и теоретического 5%-квантилей. Эмпирический квантиль $Q_{5\%} = 0,869$

вычислен по упорядоченной выборке линейной интерполяцией (стандартная функция PERCENTILE.INC). Теоретический (нормальный) квантиль: $1,000 - 1,645 \cdot 0,0848 = 0,861$. Расхождение составляет $(0,869 - 0,861)/0,869 = 0,9\%$, что менее 1% и удовлетворяет критерию Колмогорова–Смирнова при уровне значимости $\alpha = 0,05$. Критерий Шапиро–Уилка: $W = 0,974$, $p = 0,47$ – нормальность не опровергается. Таким образом, нормальное распределение признается адекватным для описания вариабельности несущей способности СТЖБ с ЛА-перемычек в пределах данной выборки.

Гистограмма распределения γ

На рисунке 3 представлена гистограмма распределения нормированных коэффициентов γ_i ($n = 41$) с наложенной плотностью нормального распределения $N(1,000; 0,0848^2)$. Визуальный анализ подтверждает хорошее соответствие эмпирического распределения нормальному закону в центральной части и в хвостах. Вертикальная штриховая линия отмечает расположение нормативного 5%-квантиля $\gamma_5\% = 0,861$.

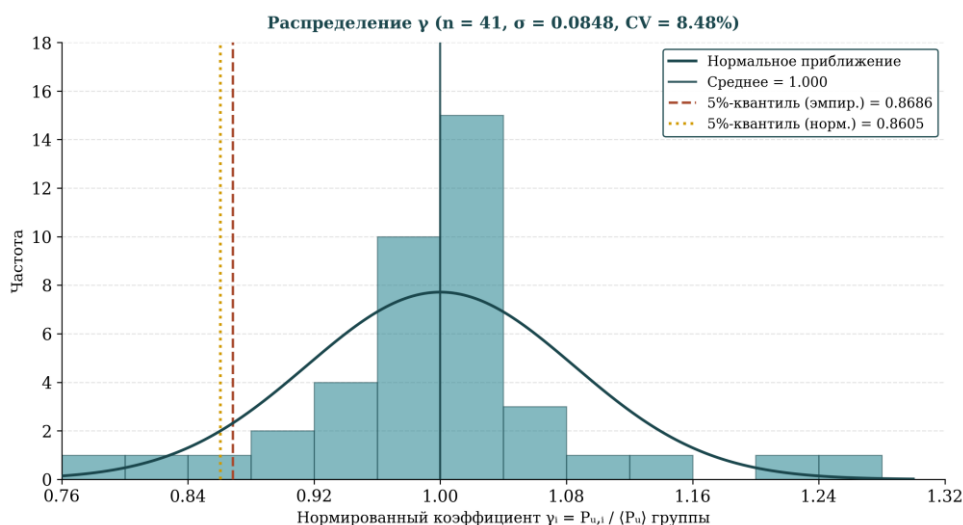


Рисунок 3 – Гистограмма нормированных коэффициентов $\gamma_i = R_{ni}/\langle P_n \rangle$ ($n = 41$). Кривая – плотность $N(1,000; 0,0848^2)$. Штриховая линия – $\gamma_5\% = 0,861$

Калибровка коэффициента условий работы

На основании $\gamma \sim N(1,000; 0,0848^2)$ нормативный 5%-квантиль:

$$\gamma_5\% = 1,000 - 1,645 \cdot 0,0848 = 1,000 - 0,1395 = 0,8605 \approx 0,861.$$

Коэффициент условий работы для типологии СТЖБ с ЛА:

$$\gamma_{спжб} = 1/\gamma_5\% = 1/0,861 = 1,162.$$

С учетом инженерного шага округления $\Delta\gamma = 0,05$ принимается $\gamma_{спжб} = 1,15$ – нижняя оценка, обеспечивающая расчетную несущую способность:

$R_d = R_n / \gamma_{спжб} = R_n / 1,15$. Здесь и далее R_n обозначает номинальную несущую способность сталежелезобетонной перемычки на изгиб; этот термин следует отличать от расчетного сопротивления материала R по СП 63/СП 16.

где R_n – номинальная несущая способность, рассчитанная по характеристическим значениям прочности материалов (В30, С345). Полное проектное неравенство по первой группе предельных состояний (ПС-1, по ГОСТ 27751-2014, п. 4.2) (3):

$$M_{Ed} \cdot \gamma_n \leq \frac{R_n}{\gamma_{спжб}}, \quad (3)$$

где γ_n – нормативный множитель к усилиям, учитывающий уровень ответственности сооружения по ГОСТ 27751-2014; $\gamma_{спжб}$ – частный коэффициент на стороне сопротивления, отражающий статистический разброс несущей способности рассматриваемой типологии.

Множители работают независимо друг от друга: первый определяется категорией ответственности здания, второй – выборкой испытаний СТЖБ с ЛА.

Применимость полученного значения

Область прямого применения: СТЖБ с ЛА-перемычки с Н-фрагментом $2997 \times 200 \times 1661$ мм, $t_p = 16$ мм, сталь С345, бетон В30 (фактическая прочность ~ 61 МПа на сжатие), стад-болты $\varnothing 16$ шаг ≤ 100 мм, $\ell/h \approx 3-6$, монотонное квазистатическое нагружение.

$\gamma_{спжб} = 1,15$ не распространяется на:

- перемычки CFB (*Concrete-Filled Beam* – бетонозаполненная балка из стальной трубы прямоугольного сечения) и SRC (*Steel-Reinforced Concrete* – обетонированный стальной профиль) – для них применяются EN 1994/AISC 360 и СП 266 п. 4.4.4 без модификаций;
- параметры вне диапазона выборки (t_p не в диапазоне 12–25 мм, бетон ниже В30, ℓ/h вне диапазона 3–6);

Парадигмы назначения частных коэффициентов

В международной практике сложились два основных подхода учета неопределенности при верификации по предельным состояниям: полувероятностный метод Eurocode (EN 1990) с отдельными частными коэффициентами γ_F (воздействия) и γ_M (сопротивление), калибруемыми на целевой индекс надежности $\beta_t = 3,8$; и метод LRFD (ASCE 7-22, AISC 360-22) с коэффициентами загрузки и ϕ -фактором, также калибруемым на β . Методологическая основа LRFD заложена работами Galambos и Ravindra [11] и Ellingwood и др. [12]. Обе системы разделяют γ_M (на сопротивление) и коэффициент ответственности здания: первый калибруется по статистике R данного конструктивного типа, второй – по важности сооружения. Это принципиальный методологический аргумент в пользу введения отдельного $\gamma_{спжб}$ в российскую нормативную практику.

Eurocode: γ_M по EN 1994-1-1

Таблица 3 - Частные коэффициенты по сопротивлению γ_M по EN 1992/1993/1994

Коэффициент	Значение	Применение	Источник
γ_C (бетон)	1,5	Прочность бетона	EN 1992-1-1, табл. 2.1N
γ_S (арматура)	1,15	Прочность арматурной стали	EN 1992-1-1, табл. 2.1N
γ_{M0} (сталь, сечение)	1,00	Несущая способность сечения	EN 1993-1-1, п. 6.1(1)
γ_{M1} (сталь, устойчивость)	1,00	Потеря устойчивости	EN 1993-1-1, п. 6.1(1)
γ_{M2} (сталь, разрыв)	1,25	Разрыв нетто-сечения	EN 1993-1-1, п. 6.1(1)
γ_V (стад-болты)	1,25	Сдвиговые соединители	EN 1994-1-1, п. 6.6.3.1
$\gamma_{спжб}$ (настоящая работа)	1,15	Типология СТЖБ с ЛА	ЦНИИСК-2023

Анализ таблицы 3 показывает, что полученное значение $\gamma_{спжб} = 1,15$ точно совпадает с $\gamma_S = 1,15$ для арматурной стали по EN 1992-1-1 и располагается между $\gamma_{M0} = 1,00$ (несущая способность по сечению) и $\gamma_{M2} = 1,25$ (разрыв сечения нетто) по EN 1993-1-1, а также совпадает с нижней границей $\gamma_V = 1,25$ для стад-болтов по EN 1994-1-1. Это статистически обосновано, поскольку в СТЖБ с ЛА-перемычке несущая способность определяется одновременно тремя механизмами: (а) пластическим шарниром в стальной пластине ($\gamma_M \approx 1,00$), (б) работой бетонного ядра в сжатой зоне ($\gamma_C = 1,5$), (в) сдвиговым взаимодействием через стад-болты ($\gamma_V = 1,25$). Среднее значение этих частных коэффициентов с учетом их вкладов составляет около 1,15–1,20, что подтверждает корректность полученной величины $\gamma_{спжб} = 1,15$.

В американской системе LRFD вместо коэффициента на сопротивление $\gamma > 1$ применяется понижающий ϕ -фактор ($\phi < 1$). Связь между системами: $\gamma(\text{LRFD}) = 1/\phi$. Значения ϕ для стальных и сталежелезобетонных конструкций по AISC 360-22 приведены в таблице 4.

Таблица 4 - ϕ -факторы и γ -эквиваленты (AISC 360-22, ACI 318-19)

Параметр / элемент	ϕ	$\gamma = 1/\phi$	Ссылка
Изгиб (компактные сечения)	0,90	1,11	AISC 360-22, гл. F
Сжатие	0,90	1,11	AISC 360-22, гл. E
Композитные элементы	0,90	1,11	AISC 360-22, гл. I
Изгиб ж/б (tension-controlled)	0,90	1,11	ACI 318-19, п. 21.2.2
Связевые балки спец. (ACI 18.10)	0,85	1,18	ACI 318-19, п. 18.10
$\gamma_{спжб} \Rightarrow \phi$ -эквивалент	$\approx 0,87$	1,15	Настоящая работа

Полученное $\gamma_{спжб} = 1,15$ в LRFD-формулировке соответствует $\phi = 1/1,15 = 0,87$. Это близко к $\phi = 0,90$ для большинства видов сопротивления по AISC 360-22.

Для типологии СТЖБ с ЛА ближайшим аналогом по ACI 318-19 являются специальные связевые балки (ACI 18.10), для которых установлен $\phi = 0,85$ (γ -эквивалент 1,18). Полученное $\gamma_{спжб} = 1,15$ находится несколько ниже этого значения, что свидетельствует о меньшей неопределенности для СТЖБ с ЛА-перемычек по сравнению с традиционными железобетонными связевыми балками – закономерный результат, поскольку стальная пластина вносит детерминированный вклад в несущую способность, снижая суммарный коэффициент вариации.

Отечественная нормативная система

В российской нормативной системе коэффициенты условий работы приводятся в СП 63.13330.2018 для железобетонных конструкций и в СП 16.13330.2017 для стальных.

Численное равенство $\gamma_{спжб} = \gamma_s = 1,15$ не является случайным совпадением. Эти величины описывают разнородные источники неопределенности – но с одинаковым итоговым уровнем: для γ_s речь идет о разбросе свойств арматурной стали при работе на изгиб и сдвиг в железобетонном элементе, для $\gamma_{спжб}$ – об отклике конкретной типологии СТЖБ-перемычки в целом. Существенно подчеркнуть, что $\gamma_{спжб}$ и коэффициент надежности по ответственности γ_n относятся к различным понятийным категориям и обязательно различаются в формулах. Сводное сопоставление $\gamma_{спжб}$ с частными коэффициентами по нормам показано в Таблицу 5. В проектной проверке они входят в обе стороны неравенства независимо:

$$M_{Ed} \cdot \gamma_n(KC-3) = M_{Ed} \cdot 1,1 \leq R_n / \gamma_{спжб} = R_n / 1,15,$$

где в расчете R_n уже учтены γ_b и γ_s по СП 63

Таблица 5 -Сводное сопоставление $\gamma_{спжб}$ с частными коэффициентами по нормам

Нормативная система	Аналог	γ	Применение	vs. 1,15
EN 1992-1-1	γ_s (арматура)	1,15	Сопротивление арматуры	$= \gamma_{спжб}$
EN 1993-1-1	γ_{m0} (сечение)	1,00	Несущая способность	$> \gamma_{m0}$
EN 1993-1-1	γ_{m2} (разрыв)	1,25	Разрыв нетто	$< \gamma_{m2}$
EN 1994-1-1	γ_v (стад-болты)	1,25	Сдвиговые соединители	$< \gamma_v$
AISC 360-22	$\phi = 0,90 \rightarrow 1,11$	1,11	Изгиб, сдвиг стали	$> 1,11$
ACI 318-19	$\phi = 0,85 \rightarrow 1,18$	1,18	Связевые балки спец.	$\approx (-3\%)$
СП 63.13330	γ_s (арматура)	1,15	Арматура	$= \gamma_{спжб}$
$\gamma_{спжб}$	–	1,15	Типология СТЖБ с ЛА, $R_n/\gamma_{спжб}$	–

Если сопоставить $\gamma_{спжб}$ с аналогичными частными множителями норм Eurocode и AISC, оказывается, что значение 1,15 повторяет численное значение $\gamma_s = 1,15$ для арматурной стали по EN 1992-1-1 и совпадает с $\gamma_s = 1,15$ по СП 63. Оба эти коэффициента откалиброваны на

массиве железобетонных испытаний, несопоставимо больше, чем выборка настоящей работы; такое совпадение служит косвенным подтверждением корректности принятой методики обработки.

Место предложенного коэффициента в системе СП 266 / СП 63 / СП 16 / ГОСТ 27751. Иерархия норм для перемычки СТЖБ с ЛА

При проектировании СТЖБ-перемычек, входящих в состав монолитных связевых стен высотных сооружений, применяется следующий комплекс нормативных документов. Профильным является СП 266.1325800.2016. Расчет железобетонной составляющей выполняется по СП 63.13330.2018, где приводятся γ_b , γ_s , R_b и R_s ; проверка стальной составляющей – по СП 16.13330.2017 (γ_c , R_y). Учет класса ответственности здания (γ_n) регламентируется ГОСТ 27751-2014. Общий метод предельных состояний определен в ГОСТ 27.301-2011.

Нормативный пробел для СТЖБ с ЛА

В СП 266 численные значения γ_b и γ_s приняты в соответствии с СП 63, коэффициент γ_c – по СП 16, а расчет несущей способности сечения опирается на гипотезу плоских сечений (см. п. 4.4.4.1). Указанная схема корректна, когда она применяется к тому виду конструкций, для которого СП 266 изначально разработан, – к элементам с внутренним стальным профилем, охваченным бетоном. При переходе к СТЖБ с ЛА появляется ряд особенностей, не учитываемых нормой: специальный типологический множитель (его роль в EN 1994 играет γ_m , а в AISC LRFD – коэффициент ϕ) в СП 266 отсутствует; не описана стадия местной потери устойчивости листовой пластины (стадия III по результатам испытаний ЦНИИСК); дискретный характер анкеровки стад-болтами Ø16 с шагом 100 мм не отражен в расчетных соотношениях; наконец, в действующей редакции стандарта элементы с внешним стальным армированием (СТЖБ с ЛА) формально не отделены от классических SRC-сечений с жесткой арматурой. Перечисленные пробелы и обуславливают введение в расчетную практику отдельного коэффициента $\gamma_{спжб}$.

Предложенный коэффициент $\gamma_{спжб} = 1,15$ отражает именно те источники неопределенности, которые СП 266 не учитывает: локальную устойчивость пластины, дискретность анкеровки, граничные условия Н-фрагмента. Это системный коэффициент на стороне сопротивления, не дублирующий γ_b , γ_s , γ_c по СП 63/СП 16.

Предполагаемое место в нормативной базе: новый пункт в СП 266 (например, «Расчет перемычек типа СТЖБ с ЛА связных стен»), вводимый в Изменение № 5 к СП 266.1325800.2016.

Таблица 6 - Разделение источников неопределенности (нет двойного учета)

Источник неопределенности	Покрывается коэффициентом
Изменчивость прочности бетона	$\gamma_b = 1,3$ (СП 63)
Изменчивость прочности арматуры	$\gamma_s = 1,15$ (СП 63)
Изменчивость прочности стали проката	$\gamma_c = 1,025$ (СП 16)
Длительность нагружения	$\gamma_{b1} = 0,9$ (СП 63)
Класс ответственности здания	$\gamma_n = 0,8/1,0/1,1$ (ГОСТ 27751)
Локальная устойчивость пластины (стадия III)	$\gamma_{спжб} = 1,15$ (настоящая работа)
Дискретность анкеровки стад-болтами	$\gamma_{спжб} = 1,15$
Граничные условия Н-фрагмента	$\gamma_{спжб} = 1,15$

Таблица 6 наглядно показывает, что $\gamma_{спжб}$ охватывает исключительно те источники неопределенности, которые не покрываются ни одним из действующих коэффициентов СП 63/СП 16/ГОСТ 27751. Двойного учета нет.

Пошаговая схема расчета

Шаг 0. Проверка области применимости $\gamma_{спжб}$. Убедиться, что: (а) перемычка типа СТЖБ с ЛА (внешние стальные пластины + дискретная анкеровка стад-болтами); (б) режим работы – преобладающий изгиб (M_{Ed} – доминирующий силовой фактор); (в) геометрия и материалы в диапазоне выборки ЦНИИСК (см. п. 6.3); (г) нагружение монотонное квазистатическое. При невыполнении хотя бы одного условия $\gamma_{спжб} = 1,15$ не применять – требуется отдельное обоснование (численное моделирование, дополнительные испытания или применение коэффициентов СП 266 / EN 1994 для соответствующей типологии).

Шаги 1–5. (1) Класс ответственности по ГОСТ 27751-2014: $\gamma_n = 0,8$ (КС-1), 1,0 (КС-2), 1,1 (КС-3); индекс КС обозначает класс сооружения по уровню ответственности. (2) Воздействия M_{Ed} собрать по СП 20/СП 296 в опасных сочетаниях. (3) Номинальная несущая способность R_n рассчитывается по СП 266/СП 63/СП 16 (на этом этапе уже учтены γ_b , γ_s , γ_c через R_b , R_s , R_y). (4) Расчетная несущая способность по типологии: $R_d = R_n / \gamma_{спжб} = R_n / 1,15$. (5) Проверка по I ГПС: $M_{Ed} \cdot \gamma_n \leq R_d$.

Шаг 6. (При необходимости) Проверка II ГПС. Угол поворота $\theta_u \geq 0,03$ рад (общинженерный ориентир пластической вращательной способности для перемычек связевых стен).

Шаг 7. Проверки V_{Ed} , N_{Ed} и T_{Ed} по СП 266 выполняются БЕЗ применения $\gamma_{спжб}$: $\gamma_{спжб}$ откалиброван исключительно для изгибной моды разрушения по экспериментам ЦНИИСК. Поперечная сила – по СП 266 п. 7.4 / СП 63 п. 8.1.32; продольная сила – по диаграмме N–M согласно СП 266 п. 4.4.4 ($\gamma_{спжб}$ применяется только к моментной составляющей); кручение – по EN 1992-1-1 п. 6.3 / СП 63 п. 8.1.30.

Полученное значение $\gamma_{спжб} = 1,15$ без дополнительной верификации применимо лишь в той области параметров, для которой собрана исходная выборка. Конкретно – при следующем сочетании условий: относительная длина Н-фрагмента ℓ/h лежит в диапазоне 3–6; толщина наружной пластины t_p – от 12 до 25 мм; стад-болты установлены с шагом не более 100 мм при диаметре от 16 мм; класс бетона ядра – не ниже В30; марка стали пластины – не выше С355; нагружение – монотонное квазистатическое. Если хотя бы один из перечисленных параметров выходит за указанные границы, прямое использование значения 1,15 не оправдано: требуется либо численное моделирование (ABAQUS, ANSYS, ATENA), либо статистическая переоценка по процедуре EN 1990 Annex D на расширенной выборке. Циклические и сейсмические воздействия выходят за область калибровки $\gamma_{спжб} = 1,15$ и требуют отдельной экспериментальной верификации.

Применимость $\gamma_{спжб} = 1,15$ ограничена также характером напряженного состояния: (а) M_{Ed} – доминирующий силовой фактор (преобладающий изгиб); (б) $|N_{Ed} / N_{Rd}| \leq 0,10$; (в) $T_{Ed} / T_{Rd} \leq 0,05$; (г) $\ell/h \geq 2$ (балочная работа). При $\ell/h < 2$ преобладает срез, для которого $\gamma_{спжб}$ не откалиброван; в этом режиме рекомендуется метод распорно-стяжных систем согласно EN 1992-1-1 п. 5.6.4 или ACI 318-19 гл. 23.

При выходе за указанные пределы $\gamma_{спжб} = 1,15$ не применять; допустимые подходы: численное моделирование с верификацией на испытаниях и калибровка частного коэффициента по EN 1990 Annex D; либо применение более консервативных коэффициентов сопредельных норм (γ_m по EN 1994-1-1, ϕ -фактор по AISC 360-22).

Обсуждение статистических аспектов. Применимость нормального закона

Подтверждение нормальности распределения γ принципиально для корректности формулы $\gamma_{спжб} = 1/\gamma_{5\%}$. Совокупность трех независимых критериев согласия (расхождение квантилей 0,9%; Колмогоров–Смирнов; Шапиро–Уилк $W = 0,974$, $p = 0,47$) подтверждает

применимость нормального закона. Незначительная положительная асимметрия ($S = 0,12$) означает, что нижний хвост реального распределения несколько тяжелее нормального, то есть применение нормального закона дает несколько менее консервативную оценку. Нормальное распределение механических характеристик сталежелезобетонных конструкций – стандартное допущение в ГОСТ 27751-2014 и EN 1990.

Резкое различие коэффициентов вариации между группами (от 6,6% в В7 до 23,9% в В4) объясняется тем, что в В7 все основные конструктивные параметры фиксированы, а в В4, С3 целенаправленно варьировался один параметр узла. Нормировка на групповые средние снимает этот систематический вклад. Оставшийся $CV = 8,48\%$ характеризует чистую неопределенность в пределах одной фиксированной конструктивной конфигурации и попадает в диапазон 7–12%, типичный для зарубежных мета-анализов составных сталежелезобетонных элементов [3, 7]. Это укладывается в требования EN 1990 по точности изготовления конструкций классов СС2/СС3. Полученный CV описывает только внутригрупповую неопределенность и не должен смешиваться с полным коэффициентом вариации между разными типами перемычек.

Гармонизация с международной практикой

$\gamma_{спжб} = 1,15$ гармонизирован с международной практикой по трем направлениям: (1) совпадает с $\gamma_s = 1,15$ для арматуры по EN 1992-1-1 и $\gamma_s = 1,15$ по СП 63 – коэффициентами, откалиброванными на обширной железобетонной статистике; (2) в LRFD-формулировке $\phi = 0,87$ несколько консервативнее стандартного $\phi = 0,90$ AISC 360-22, но находится в диапазоне композитных элементов (0,75–0,90), что обоснованно ограниченным объемом выборки $n = 41$; (3) значение находится между $\gamma_{m0} = 1,00$ (сечение) и $\gamma_{m2} = 1,25$ (разрыв) EN 1993-1-1, соответствуя физической природе доминирующего механизма разрушения СТЖБ с ЛА. Гармонизация позволяет избежать разрыва с международной нормативной практикой; в перспективе значение $\gamma_{спжб}$ может быть уточнено и внесено в профильный раздел СП 266.

Ограничения работы

1. Выборка $n = 41$ является относительно небольшой; по критерию Кохрена при $n < 50$ доверительные интервалы для квантилей значительно шире, чем при $n \geq 100$. Скорректированный квантиль по методу Вальда (с учетом неопределенности оценки параметров, $k(41; 0,95) \approx 1,94$): $\gamma_{s\%,\text{скорр}} = 1,000 - 1,94 \cdot 0,0848 = 0,835$, $\gamma_{спжб,\text{скорр}} = 1/0,835 = 1,20$. Принятие $\gamma_{спжб} = 1,15$ соответствует уровню уверенности около 80%; при $n \geq 100$ рекомендуется повторная калибровка.

2. Все образцы изготовлены в условиях одной организации – межлабораторная вариабельность не оценена. Расширение программы на другие испытательные базы (например, ЦНИИПСК или зарубежные лаборатории) позволит оценить межлабораторный составляющий CV .

3. Испытания проводились при монотонном квазистатическом нагружении; распространение $\gamma_{спжб} = 1,15$ на циклические воздействия требует отдельной экспериментальной программы.

4. Образцы произведены для одного реального высотного объекта с одним поставщиком материалов – региональная вариация прочностных характеристик не учтена. Испытания на образцах из других регионов и при других поставщиках материалов позволят уточнить универсальность $\gamma_{спжб}$.

4. Заключение

1. Впервые в отечественной практике на основе 41 испытания сформирована репрезентативная выборка коэффициентов несущей способности сталежелезобетонных перемычек с внешним листовым армированием для калибровки частного коэффициента по сопротивлению.

2. Распределение коэффициента подчиняется нормальному закону (подтверждено критериями Колмогорова–Смирнова и Шапиро–Уилка), коэффициент вариации (~8,5%) согласуется с международными данными для составных элементов.

3. По 5%-ному квантилю определено расчетное значение частного коэффициента условий работы – 1,15, применяемое как делитель к номинальной несущей способности.

4. Коэффициент 1,15 восполняет нормативный пробел СП 266.1325800.2016 для данных конструкций, учитывает их особенности и согласуется с подходами Eurocode и AISC.

5. Коэффициент вводится на стороне сопротивления и не заменяет коэффициент надежности по ответственности (ГОСТ 27751-2014); оба применяются одновременно и независимо.

6. Область применения ограничена режимом преобладающего изгиба, параметрами в диапазоне выборки ЦНИИСК и квазистатическим монотонным нагружением. Для осевых сил, кручения, среза и циклики требуется отдельное обоснование.

5. Благодарности

Автор выражает благодарность ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (Москва) за предоставление первичных данных экспериментальной программы по реальному высотному объекту. Отдельная признательность сотрудникам испытательного центра за методическую помощь в интерпретации протоколов испытаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Motter C.J., Lehman D.E., Lowes L.N. Steel-reinforced concrete coupling beams. I: Testing // Journal of Structural Engineering (ASCE). 2017. Vol. 143, No. 3. P. 04016191. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001713.
2. Motter C.J., Lehman D.E., Lowes L.N. Steel-reinforced concrete coupling beams. II: Modeling // Journal of Structural Engineering (ASCE). 2017. Vol. 143, No. 3. P. 04016192. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001714.
3. Kizilarlan E., Broberg M., Shafaei S., Varma A.H., Bruneau M. Non-linear analysis models for composite plate shear walls–concrete filled (C-PSW/CF) // Journal of Constructional Steel Research. 2021. Vol. 184. P. 106803. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106803.
4. Naish D.A.B., Fry A., Klemencic R., Wallace J.W. Reinforced concrete coupling beams – Part II: Modeling // ACI Structural Journal. 2013. Vol. 110, No. 6. P. 1067–1076.
5. Paulay T., Binney J.R. Diagonally reinforced coupling beams of shear walls // ACI Special Publication. 1974. SP-42. P. 579–598.
6. Harries K.A., Cook W.D., Mitchell D., Redwood R.G. The use of steel beams coupling concrete walls // Proceedings of the Annual Conference of CSCE. 1992.
7. Liu Y., Sun F., Jiao L., Pan H., Xu D. Investigation of cyclic behavior of steel–concrete composite coupling beams with axial rib corrugated webs // Scientific Reports. 2025. Vol. 15. Article 8566. DOI: 10.1038/s41598-025-92749-4.
8. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Чесноков Д.А. Многоэтажные здания с монолитными железобетонными конструкциями. М.: АСВ, 2014. 344 с.
9. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардунян Г.С. Новые модифицированные бетоны. М.: Типография «Парадиз», 2010. 258 с.
10. Конин Д.В. Современные несущие стальные и сталежелезобетонные конструкции для многоэтажных и высотных зданий: дис. ... д-ра техн. наук: 2.1.1. М.: НИУ МГСУ, 2025. 386 с.
11. Galambos T.V., Ravindra M.K. Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings. Research Report No. 18. Washington University in St. Louis, 1973.
12. Ellingwood B.R., Galambos T.V., MacGregor J.G., Cornell C.A. Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58. NBS Special Publication 577. Washington, D.C.: U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980. 222 p.
13. Травуш В.И., Колчунов В.И. Актуальные проблемы безопасности строительных конструкций // Academia. Архитектура и строительство. 2015. № 1. С. 109–118.
14. Травуш В.И., Колчунов В.И. Актуальные проблемы безопасности строительных конструкций // Academia. Архитектура и строительство. 2018. № 4. С. 93–99.
15. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С., Арленинов П.Д., Рожкова Л.С., Жданова А.А., Гаврилов Д.Н., Ведяков М.И. Прочность и деформативность изгибаемых сталежелезобетонных элементов с листовым армированием с учетом трещин // Строительство и реконструкция. 2025. (URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=83148211>).

16. Белов В.В., Ведяков И.И., Виханский Н.И., Губа С.В., Иванов Д.В., Конин Д.В., Крылов А.С., Рожкова Л.С., Табаев И.М. Нормы проектирования сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием для атомных станций // Промышленное и гражданское строительство. 2025. № 8.
17. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S. Static bearing capacity of steel-plate composite walls // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2023. Vol. 19, No. 4. P. 166–181. DOI: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181.

REFERENCES

1. Motter C.J., Lehman D.E., Lowes L.N. Steel-reinforced concrete coupling beams. I: Testing. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*. 2017;143(3):04016191. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001713.
2. Motter C.J., Lehman D.E., Lowes L.N. Steel-reinforced concrete coupling beams. II: Modeling. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*. 2017;143(3):04016192. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001714.
3. Kizilarslan E., Broberg M., Shafaei S., Varma A.H., Bruneau M. Non-linear analysis models for composite plate shear walls–concrete filled (C-PSW/CF). *Journal of Constructional Steel Research*. 2021;184:106803. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106803.
4. Naish D.A.B., Fry A., Klemencic R., Wallace J.W. Reinforced concrete coupling beams – Part II: Modeling. *ACI Structural Journal*. 2013;110(6):1067–1076.
5. Paulay T., Binney J.R. Diagonally reinforced coupling beams of shear walls. *ACI Special Publication*. 1974;SP-42:579–598.
6. Harries K.A., Cook W.D., Mitchell D., Redwood R.G. The use of steel beams coupling concrete walls. In: *Proceedings of the Annual Conference of CSCE*. 1992.
7. Liu Y., Sun F., Jiao L., Pan H., Xu D. Investigation of cyclic behavior of steel–concrete composite coupling beams with axial rib corrugated webs. *Scientific Reports*. 2025;15:8566. DOI: 10.1038/s41598-025-92749-4.
8. Kodysh E.N., Trekin N.N., Chesnokov D.A. *Multi-storey buildings with monolithic reinforced concrete structures*. Moscow: ASV Publishers; 2014. 344 p. (In Russian)
9. Kaprielov S.S., Sheinfeld A.V., Kardumyan G.S. *New modified concretes*. Moscow: Paradiz Printing House; 2010. 258 p. (In Russian)
10. Konin D.V. *Modern load-bearing steel and steel-reinforced concrete structures for multi-storey and high-rise buildings*. D.Sc. Thesis (Engineering): 2.1.1. Moscow: NRU MGSU; 2025. 386 p. (In Russian)
11. Galambos T.V., Ravindra M.K. *Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings*. Research Report No. 18. St. Louis: Washington University in St. Louis; 1973.
12. Ellingwood B.R., Galambos T.V., MacGregor J.G., Cornell C.A. *Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58*. NBS Special Publication 577. Washington, D.C.: U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards; 1980. 222 p.
13. Travush V.I., Kolchunov V.I. Actual problems of structural safety. *Academia. Architecture and Construction*. 2015;(1):109–118. (In Russian)
14. Travush V.I., Kolchunov V.I. Actual problems of structural safety. *Academia. Architecture and Construction*. 2018;(4):93–99. (In Russian)
15. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S., Arleninov P.D., Rozhkova L.S., Zhdanova A.A., Gavrilov D.N., Vedyakov M.I. Strength and deformability of bending steel-reinforced concrete elements with sheet reinforcement considering cracks. *Construction and Reconstruction*. 2025. Available at: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=83148211> (In Russian)
16. Belov V.V., Vedyakov I.I., Vikhansky N.I., Guba S.V., Ivanov D.V., Konin D.V., Krylov A.S., Rozhkova L.S., Tabayev I.M. Design standards for steel-reinforced concrete structures with sheet reinforcement for nuclear power plants. *Industrial and Civil Engineering*. 2025;(8). (In Russian)
17. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S. Static bearing capacity of steel-plate composite walls. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. (In press)

Сведения об авторах:

Десяткин Михаил Александрович, аспирант, главный конструктор ООО «Инфорспроект», г. Москва, Россия. SPIN-код: 1249-0477, e-mail: mdesyatkin@yandex.ru.

About the authors:

Mikhail A. Desiatkin, Postgraduate Student, Chief Structural Engineer, LLC «Inforsproekt», Moscow, Russia. SPIN-код: 1249-0477, e-mail: mdesyatkin@yandex.ru.

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author has approved the final version.

Статья поступила в редакцию 22.05.2026

Одобрена после рецензирования 02.06.2026

Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 22.05.2026

Approved after reviewing 02.06.2026

Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

ВЛ. И. КОЛЧУНОВ^{1,2}¹Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия² Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ), г. Москва, Россия

ПРЕДСТАВИТЕЛЬНЫЙ ОБЪЕМ ХАРАКТЕРНЫХ ЗОН НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ В МЕХАНИКЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Аннотация. В статье представлен инструментарий создания расчетных моделей сопротивления железобетона, основанный на понятиях «представительный объем» и «характерная зона». В основу инструментария положена идея моделирования характерных по виду напряженного состояния зон конструкции в виде составной полоски-призмы, которые описываются представительным для рассматриваемого вида напряженного состояния объемом, в том числе при изменяемых в процессе нагружения силовых потоках из-за раскрытия-закрытия трещинами и, соответственно, изменения жесткостей представительного объема по трем направлениям координатных осей. Предлагаемая модель позволяет определять сопротивление железобетонной конструкции с различными видами напряженного состояния в характерных зонах деформируемого пространства с учетом вида бетона, классов арматуры и удельных весов их площадей, а также с учетом установленного автором деформационного эффекта при раскрытии трещин на основе функционала механики разрушения с использованием двухконсольного элемента (ДКЭ).

Ключевые слова: гипотезы, принципы, железобетон, эффект железобетона, двухконсольный элемент, изотропная среда, раскрытие - закрытие трещин, жесткость.

Для цитирования: Колчунов Вл.И. Представительный объем характерных зон напряженного состояния в механике железобетона // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 17-26. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-17-26. EDN: KGYKAW

Research Article

VL. I. KOLCHUNOV^{1,2}¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University),
Moscow, Russia²Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences,
Moscow, Russia

REPRESENTATIVE VOLUME OF CHARACTERISTIC ZONES OF THE STRESS-STRAIN STATE IN THE MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE

Abstract. The article presents tools for creating computational models of reinforced concrete resistance based on the concepts of "representative volume" and "characteristic zone". The tools are based on the idea of modeling zones of a structure characteristic of the type of stress state in the form of a composite strip-prism, which are described by a volume representative of the considered type of stress state, including under load-varying force flows due to crack opening-closing, shear cracks, changes in distances between main cracks, and, accordingly, changes in the stiffness of the representative volume along the three axes.

©Колчунов Вл.И., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the
Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

The proposed model allows determining the resistance of a reinforced concrete structure with various types of stress states in characteristic zones of the deformable space, considering the type of concrete, reinforcement classes, and specific weights of their areas, as well as considering the deformation effect during crack opening established by the author based on the fracture mechanics functional using a double-cantilever element (DCE).

Keywords: reinforced concrete, representative volume, characteristic zone, double-cantilever element, fracture mechanics, crack opening, deformation effect, stiffness.

For citation: Kolchunov V.I. Representative volume of characteristic zones of the stress-strain state in the mechanics of reinforced concrete. *Building and Reconstruction*. 2026; 3(125): 17-26. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-17-26. EDN: KGYKAW

1. Введение

Применяемые в настоящее время в программных комплексах физические модели железобетона построены на диаграммных методах, которые положены в основу расчета железобетонных конструкций методом конечных элементов. Они далеко не всегда адекватно отражают реальное деформирование железобетонных конструкций, тем более с учетом новых физических явлений, устанавливаемых экспериментально с использованием современного инструментария исследований [1]. В этой связи развитие аналитических методов расчета железобетонных конструкций остается важным направлением не только для наглядного качественного анализа их напряженного состояния при различных воздействиях, но и для объяснения новых физических явлений в деформировании, трещинообразовании и разрушении железобетонных конструкций, в том числе из новых видов бетона и арматуры.

За последние два-три десятилетия разработан и нашел применение в практике проектирования ряд новых аналитических моделей теории железобетона. В этом контексте можно отметить расчетные модели, предложенные В.М. Бондаренко и Вл.И. Колчуновым [2], А.Б. Голышевым [3], Н.И. Карпенко и С.Н. Карпенко [4, 5], В.С. Федоровым и Х.З. Башировым [6], В.В. Туром [7], О.В. Кабанцевым [8], О.Г. Кумпяком и З.Р. Галяутдиновым [9], С.Б. Крыловым [10], С.Ю. Савиным [11], Khaldoun Rahal [12], K.N. Rahal [13], A. Faron и G.A. Rombach [14] и др., основанные на всестороннем анализе экспериментально установленных новых физических явлений в железобетоне при различных видах воздействий. В этих работах дан глубокий анализ физических явлений сопротивления железобетона (так называемых ФМС [15, 16]) при различных видах трещин и напряженно-деформированного состояния с позиций параметров предельных состояний первой и второй групп. В исследованиях [15-17] использованы более совершенная приборная база и инструменты для определения параметров сложноподвижного деформирования при трещинообразовании, раскрытии и развитии трещин, их ориентации, оценке расстояний между трещинами.

Целью данной статьи является обобщение модели «представительного объема» [18] для характерных зон сложного напряженного состояния железобетонных конструкций с использованием инструментария механики разрушения [19].

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Развить инструментарий «представительного объема» для пространственного напряженного состояния.
2. Построить модель двухконсольного элемента (ДКЭ) для сложноподвижной зоны.
3. Получить соотношения, связывающие перемещения арматуры и параметры раскрытия трещины.

2. Модели и методы

Построение расчетной модели сложноподвижного железобетонного элемента базируется на сформулированных автором базовых принципах механики железобетона [20], направленных на сближение физических процессов деформирования (выявляемых экспериментально), традиционных расчетных моделей и моделей механики разрушения.

Предлагаемый инструментарий основан на понятиях «представительный объем» и «характерная зона» и базируется на идее создания блочных физических моделей сопротивления железобетона в сочетании с энергетическим подходом механики разрушения. В сложнапряженной зоне конструкции выделяется характерный представительный объем: в виде полосы — для плоского напряженного состояния, или призмы — для объемного напряженного состояния. Напряженное состояние в представительном объеме в окрестности нерегулярной или единичной трещины моделируется соответственно плоским или сложнапряженным двухконсольным элементом (ДКЭ). С использованием модели ДКЭ установлена функциональная связь формы профиля трещины с физической сущностью явления в виде деформационного эффекта [2,3,20] и развита в докторских диссертациях учеников автора И.А. Яковенко и А.И. Демьянова.

Рассмотрим приложение этого инструментария к моделированию сопротивления железобетонной конструкции при сложном напряженном состоянии и образовании пространственных трещин. Армирование представительного объема представлено стержнями трех направлений по осям x, y, z с соответствующими удельными весами площадей и классами рабочей арматуры.

Раскрытие статической неопределимости ДКЭ выполняется преобразованием функционала механики разрушения вида (1) при раскрытии трещины:

$$\zeta_{bu} = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \left(\frac{\delta W - \delta V}{\delta A} \right) = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \left(\frac{dW - dV}{dA} \right) =$$

$$= \left(\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^k f_{P,j,k,u}(\varepsilon_i, \sigma_i) - f_{V,u}(\varepsilon_i, \sigma_i) \right) \left(P^2 \frac{\partial C}{\partial A} - 2 \cdot C P \frac{\partial P}{\partial A} \right). \quad (1)$$

где ζ_{bu} — удельная поверхность образования трещины; δV — уменьшение потенциальной энергии тела при продвижении трещины; δW — дополнительная работа; δA — приращение площади трещины; C — податливость; P — усилие в ДКЭ.

Определение параметров раскрытия берегов трещины пространственного ДКЭ производится на энергетической основе функционала (1). Геометрические размеры ДКЭ и параметры трещины ($a_{crc,max,i}$) по координатным осям, растягивающие (σ_{bt}) и сжимающие ($\sigma'_{bt,i}$) напряжения, касательные напряжения по берегам трещины ($\tau_g + \tau_t$) и в зоне контакта с арматурой приведены на рисунке 1. Согласно физическому процессу раскрытия трещины с учетом деформационного эффекта (искривление профиля берегов), последовательно рассматривая равновесие для усилий в сечении, определяется напряженно-деформированное состояние в ДКЭ. Процедура вычисления параметров аналогична приведенной в [1].

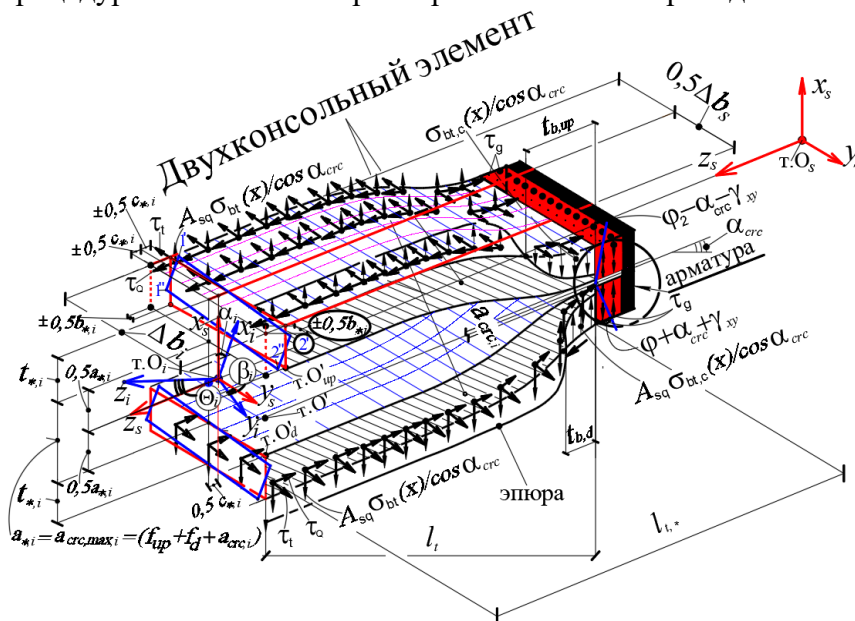


Рисунок 1 - Схема сложнапряженного двухконсольного элемента (ДКЭ) в зоне пространственной трещины

Как показано в работах [16, 22], применяемые в российских нормах, нормах ЕС и США, подходы неадекватно оценивают значения ширины раскрытия трещин на уровне оси арматуры. Неучет деформационного эффекта значительно завышает эти значения. Учет деформационного эффекта позволяет сблизить расчетные и опытные данные, особенно для конструкций из высокопрочного бетона (где образуется одна, а не сеть трещин) и для конструкций со сложным напряженным состоянием.

Согласно рассматриваемому физическому процессу, общая уровневая модель для анализа сопротивления стержневых систем строится расчленением их на подконструкции второго уровня [1, 2]. Методом декомпозиции для отдельных подконструкций выделяется представительный объем в зоне с характерным напряженным состоянием (например, зона с наклонными трещинами при совместном действии момента и поперечной силы или зона с пространственными трещинами при кручении с изгибом).

Рассмотрим построение модели пространственного ДКЭ (l, m, n) для определения ширины раскрытия трещины в сложнапряженной зоне с наклонными трещинами под углом α_k . Выделим в этой зоне характерный элемент в виде представительного объема - полоски-призмы шириной Δx , равной расстоянию между поперечными стержнями $0,5S + 0,5S$ (рис. 2). Слева (точка $O_{j,d}$) и справа (точка $O_{j+1,d}$) к полоске-призме приложены нормальные $\sigma_{j,d}$ и касательные $\tau_{j,m,d}$ напряжения, определяемые в составной конструкции от совместного действия момента и поперечной силы.

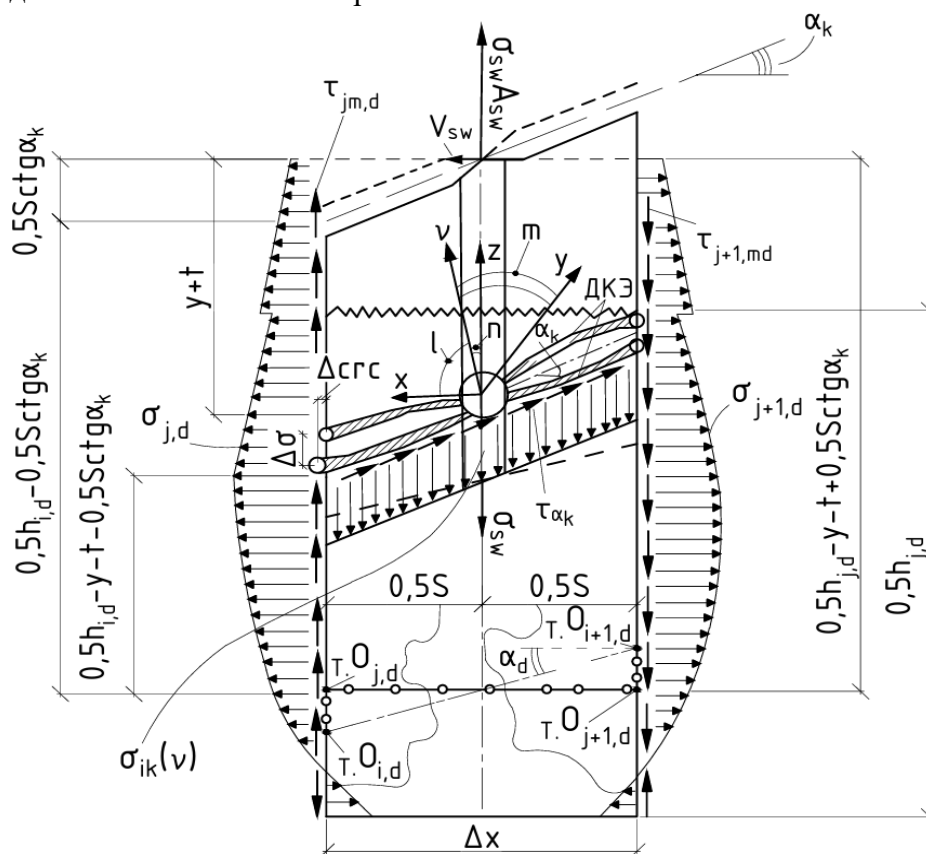


Рисунок 2 - Схема призмы-полоски шириной Δx в характерной зоне наклонного сечения железобетонной конструкции

3. Результаты исследования и их анализ

Раскрытие трещины определяется через направляющие косинусы l, m, n для перемещений, связанных с отрывом ($\Delta\sigma$), поперечным сдвигом ($\Delta\sigma_{rc}$), а в общем случае и поворотом осей в рассматриваемом расчетном сечении.

Составляющие перемещений арматурного стержня в трещине (рис. 3, а) определяются в функции от деформаций арматуры ε_s и бетона ε_b на участках между трещинами $l_{crc,i}$:

$$u_{gi} = (\varepsilon_{s,i} - \varepsilon_{b,i}) \cdot l_{crc,i} = (\varepsilon_{s,i} - \varepsilon_{b,i}) \cdot \frac{0,5l_{crc}}{\sin(\alpha + \beta)}. \quad (2)$$

Значение расстояния между смежными трещинами l_{crc} (или условное расстояние при единичной трещине) определяется по формуле [16]:

$$l_{crc} = 2 \cdot \frac{\ln B_4 - B \cdot t_*}{-B}, \quad (3)$$

где B, B_4, t_* — параметры, учитывающие нарушение сплошности бетона, геометрические характеристики сечения и сцепление арматуры с бетоном [16].

Составляющие перемещений в трещине во взаимно ортогональных направлениях u_{gz} и u_{gx} (рис. 3, а) связаны соотношением:

$$v_{gi} = u_{gz} \cdot \cos \beta_i - u_{gx} \cdot \sin \beta_i. \quad (4)$$

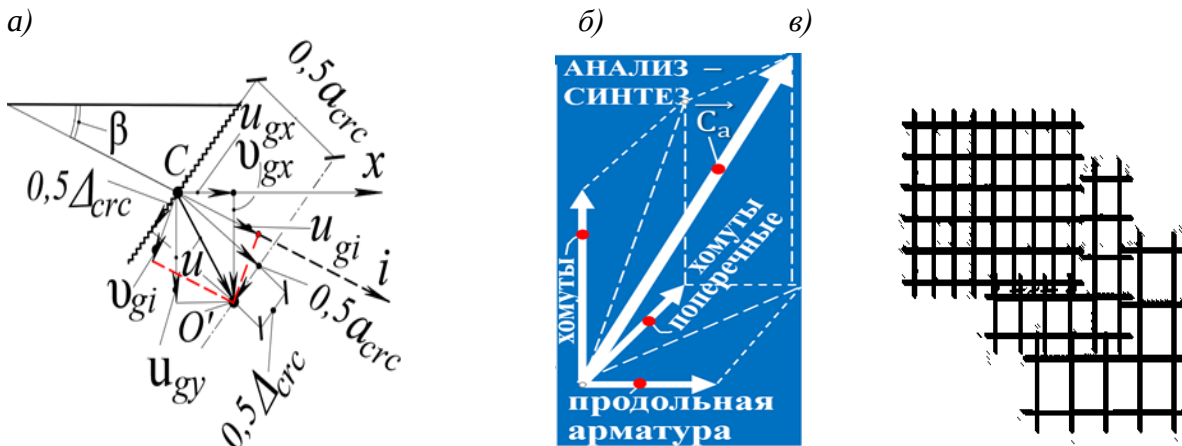


Рисунок 3 - Схема перемещений в трещине во взаимно ортогональных направлениях u_{gz} и u_{gx} (а), главные векторы $\vec{C}_a$ для армирования (б) и схема объемного армирование железобетона (в)

Косинус угла β главного вектора усилия в рабочей арматуре определяемый нормальными $\sigma_{s,i}$ и касательными $\tau_{s,i}$ напряжениями в стержне функционально связан с перемещениями u_{gi}, v_{gi} :

$$\cos \beta = f(l_{crc,i}, u_{g,i}, v_{g,i}). \quad (5)$$

Из зависимостей (2), (4) получаем:

$$u_{gi} = u_{gx} \cdot \cos \beta_i + u_{gy} \cdot \sin \beta, \quad (6)$$

а также через деформационное соотношение сразу, по формуле (2), находится параметр u_{gi} и расстояние между трещинами $l_{crc,i}$ (5). Поэтому при вычислении параметра u_{gi} по формулам (6) и (5) не требуются дополнительные итерации для определения податливости от смятия бетона.

Из представленных уравнений определяется главный вектор смещения арматуры в трещине, связывающий перемещения u_{gi}, v_{gi} с углом β и расстояниями между трещинами l_{crc} .

По аналогии с рассмотренной плоской задачей может быть записана связь в характерном представительном объеме между взаимно ортогональными перемещения i -го направления в трещине u_{gi} связанных между собой и с раскрытием берегов трещины a_{crc} и сдвигом в трещине Δ_{crc}

$$0.5 \cdot a_{crc} = u_{gy} \cdot \cos \alpha + u_{gx} \cdot \sin \alpha (i \neq x, z); \quad (7)$$

$$0.5 \cdot \Delta_{crc} = u_{gy} \cdot \sin \alpha - u_{gx} \cdot \cos \alpha (i \neq x, z). \quad (8)$$

Для косинуса угла β главного вектора усилия C_a в арматуре при объемном армировании элемента рабочей арматурой (сетками) связанного с нормальными $\sigma_{s,i}$ и касательными $\tau_{s,i}$ напряжениями для арматуры в трещинах и с величинами перемещений u_{gi} , v_{gi} , получено (рисунок 3б,в):

$$\cos \beta = 0,5A_\beta \pm \sqrt{(0,5A_\beta)^2 - B_\beta}, \quad (9)$$

где $A_\beta = 2u_{gi}, v_{gz} / (U_{gx}^2 + U_{gz}^2)$; $B_\beta = (v_{gi}^2 - U_{gx}^2) / (U_{gx}^2 + U_{gz}^2)$.

Связь между v_{gi} и углом β (или θ - в ортогональном направлении) опираясь на экспериментальные исследования можно записать в виде:

$$v_{gi} = k_{sup} \cdot R_{sup} = k_{sup}(Q_s + N_s \cdot tg\beta + P_i) \cdot \eta. \quad (10)$$

Здесь k_{sup} - функции податливости стержней сдвигу на длине, равной расстоянию l_{crc} , определяемая по величине площади поперечного сечения и периметра стержня, пересекающего трещину на некотором малом отрезке u_{gi} и v_{gi} конечных размеров; η - коэффициент для обобщенной реакции R_{sup} арматурного стержня на некотором малом отрезке u_{gi} и v_{gi} .

Среднее значение продольного N_{sm} и поперечного усилия $Q_{s,m}$ передаваемого с растянутого бетона на рабочую продольную или поперечную арматуру вычисляется через общий параметр В.И. Мурашева ψ_s или $\psi_{s,sw}$.

$$N_{s,m} = \varepsilon_s \cdot \psi_s \cdot E_s \cdot A_s = N_s \cdot \psi_s; \quad (11)$$

$$Q_{s,m} = \varepsilon_s \cdot \psi_{Q,s} \cdot E_s \cdot A_s. \quad (12)$$

Эти значения усилий используются в модели второго уровня [1,2,3] определяющей учет деформационного эффекта железобетона через значение среднего продольного усилия $N_{s,m,sum}$ в рабочей арматуре и поперечного усилия $Q_{s,m}$ определяющего местный нагельный эффект. Модель **второго** уровня представлена арматурным стержнем с двумя защемленными или податливыми концами при поворотах заделок на угол $\Delta\varphi_{i,m}$ от действия поперечного усилия $Q_{s,m}$, раскрытия ($a_{crc,s}$) и сдвига (Δ_{crc}) берегов трещины.

Полученная зависимость (10) определяет прямую и обратную связь перемещений стержней арматуры u_{gi} и v_{gi} с раскрытием (a_{crc}) и сдвигом (Δ_{crc}) берегов трещины и с максимальной амплитудой раскрытия трещины ($0.5a_{crc}$ и $0.5\Delta_{crc}$). В итоге, представительный объем в виде полосы-призмы и двухконсольного элемента позволяют объединить зависимости нелинейных моделей сопротивления и механики разрушения железобетона,

используя идею суперпозиции главного вектора $\vec{B}$, объединяющего главные векторы - армирования $\vec{C}_a$, бетона $\vec{C}_b$, тензор перемещений железобетона $\vec{U}_{ндс}$.

Для составляющих главного вектора армирования (продольной арматуры, вертикальных и ортогональных им хомутов) используя теорему Пифагора в пространственной постановке можно записать (см.рис. 3,б):

$$(C_a)^2 = (\theta_x \cdot C_{a,x})^2 + (\theta_y \cdot C_{a,y})^2 + (\theta_z \cdot C_{a,z})^2.. \quad (13)$$

Здесь $\vec{C}_a$ - главный вектор армирования (каркасы и сетки) в арматуре пересекающей трещину с учетом коэффициентов удельных весов арматуры $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ их классов и их площадей; $C_{a,x}, C_{a,y}, C_{a,z}$ - проекции вектора перемещений (напряжений) рабочей арматуры (продольной арматуры, вертикальных и ортогональных им хомутов) пересекающей трещину.

Аналогично, для составляющих главного вектора перемещений (напряжений) рабочей арматуры $C_{a,\sigma}^2, (C_{a,\tau})^2$ и тензоров бетонной матрицы $(C_{b,\sigma})^2, (C_{b,\tau})^2$, а также вектора напряженно - деформированного состояния железобетона $(C_{\Sigma,ндс})^2$ можно записать

$$C_{a,\sigma}^2 + (C_{a,\tau})^2 + (C_{b,\sigma})^2 + (C_{b,\tau})^2 = (C_{\Sigma,ндс})^2. \quad (14)$$

В результате деформации армированного представительного объема железобетона для сложнапряженной зоны в направлении i -той оси могут быть выражены соотношением:

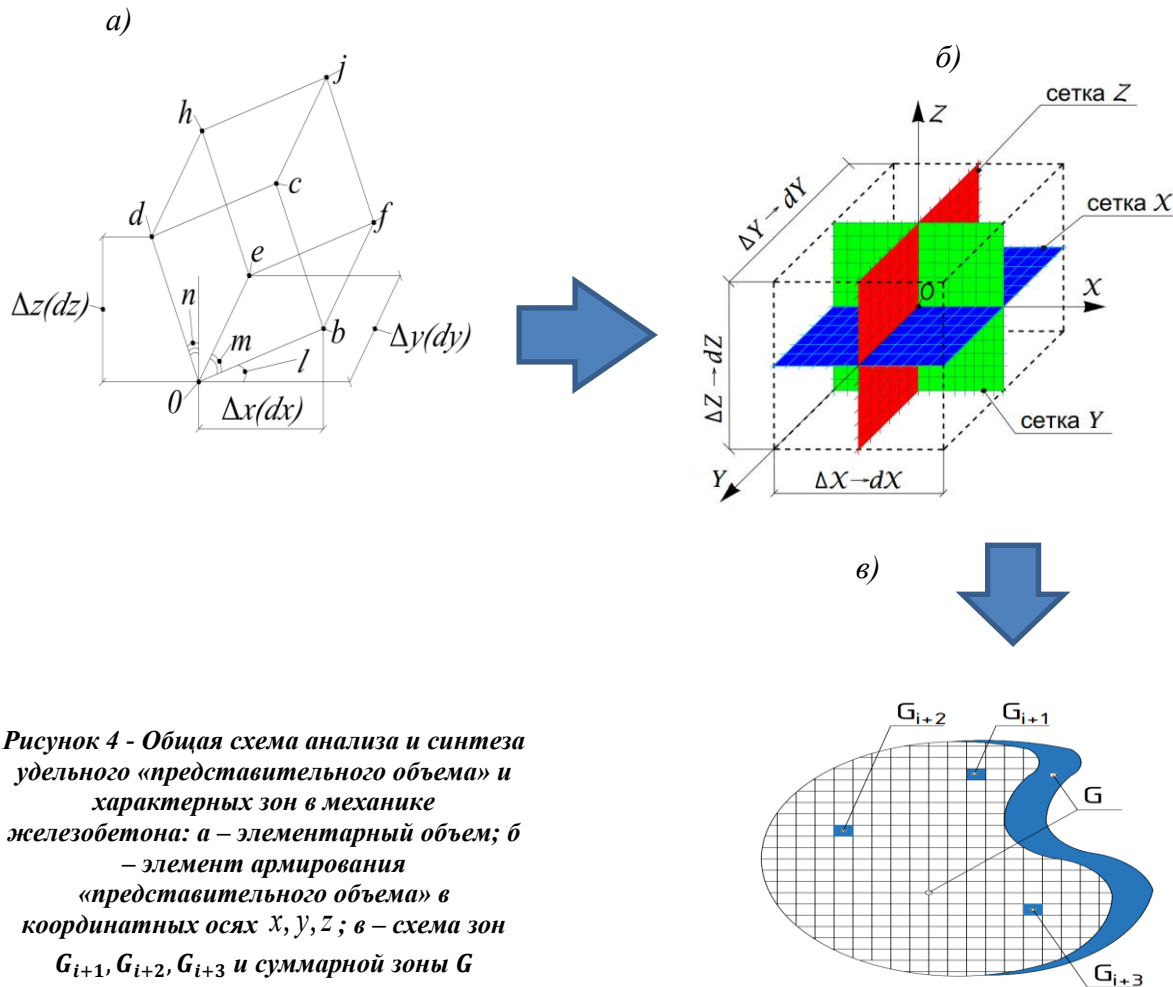
$$\varepsilon_{Vжб}^2 = \left(\frac{C_{a,\sigma}}{E_{s,\sigma} \cdot \mu_{a,\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{C_{a,\tau}}{E_{s,\tau} \cdot \mu_{a,\tau}}\right)^2 + \left(\frac{C_{b,\sigma}}{E_b(\lambda)}\right)^2 + \left(\frac{C_{b,\tau}}{E_b(\lambda)}\right)^2, \quad (15)$$

где, $C_{a,\sigma}^2, (C_{a,\tau})^2$ – составляющие вектора перемещений (напряжений) для рабочей арматуры; $C_{a,\sigma}^2, (C_{a,\tau})^2$ – составляющие тензора бетонной матрицы для представительного объема железобетона; $E_{s,\sigma}, E_{s,\tau}$ – модули упругости арматуры; $\mu_{a,\sigma}, \mu_{a,\tau}$ - коэффициент объемного армирования в направлении i - той оси для представительного объема; $E_b(\lambda)$ - модуль деформаций бетона.

Используя соотношения между направляющими косинусами по трем взаимно ортогональным направлениям из аналитической геометрии для удельных весов арматуры, их классов и их площадей получено:

$$\beta(u_{gx}, u_{gz})^2 + \theta(u_{gx}, u_{gy})^2 + \varsigma(u_{gy}, u_{gz})^2 = 1. \quad (16)$$

В итоге установлены связанные между собой параметры перемещений стержней арматуры u_{gi} и u_{gi} и смятого бетона в трещине с раскрытием a_{crc} и сдвигом Δ_{crc} берегов трещин. Три составляющие главного вектора $\vec{C}$ связаны с углами β, θ и ς в зависимости от ширины раскрытия трещин, и расстояний между трещинами l_{crc} (см. формулу 5). Тогда общая схема анализа и синтеза удельного «представительного объема» в железобетоне с различными классами рабочей арматуры и коэффициентами их удельных весов, классами бетонов и коэффициентами удельных весов $\theta_{b,i}$ и их площадей, при различных видах напряженно - деформированного состояния в элементе представительного объема с различными уровнями внутренней и внешней энергии может прить представлена рисунком 4. Приведенная здесь схема иллюстрирует связь внутреннего и внешнего состояний для удельного «представительного объема», с учетом коэффициентов удельных весов площадей арматуры, ее классов и вида напряженно – деформированного состояния в железобетоне.



4. Заключение

1. Развита инструментарий создания расчетных моделей сопротивления железобетона с трещинами различных типов, основанный на понятиях «представительный объем» и «характерная зона». Инструментарий позволяет строить модели сопротивления для характерных зон железобетонной конструкции сплошного или составного сечения при различных видах напряженного состояния с различными типами трещин, а также с учетом изменения жесткостей представительного объема по координатным осям трех направлений.

2. Моделирование раскрытия берегов трещины и определение жесткости сечений в зависимости от вида напряженного состояния в конструкции выполнено на энергетической основе с использованием функционала механики разрушения для плоского или пространственного двухконсольного элемента (ДКЭ). Параметры двухконсольного элемента определяются с учетом деформационного эффекта в зоне пересечения трещины арматурным стержнем из уравнений статики для двухконсольного элемента при изменении функционала механики разрушения от раскрытия трещины.

3. Для представительного объема получена зависимость, устанавливающая прямую и обратную связь перемещений стержней арматуры в трещине с раскрытием и сдвигом берегов трещины позволяющая объединить зависимости нелинейных моделей деформирования и механики разрушения железобетона используя идею суперпозиции главного вектора объединяющего главные векторы армирования, тензор бетонной матрицы и тензор вектора перемещений железобетона для представительного объема.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колчунов В.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 8. С. 16-23.
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: Изд-во АСВ, 2004. 472 с.
3. Голышев А.Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетона. К.: Основа, 2009. 432 с.
4. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 410 с.
5. Карпенко С.Н. О построении общего расчета железобетонных плоских конструкций в конечных приращениях // Бетон и железобетон. 2005. № 3. С. 22-26.
6. Баширов Х.З., Колчунов В.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений. М.: Изд-во АСВ, 2017. 247 с. ISBN 978-5-4323-02007.
7. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. 2000. 400 с.
8. Кабанцев О.В., Крылов С.Б., Трофимов С.В. Методика экспериментальных исследований прочности толстых железобетонных плит при действии продавливающей нагрузки // Строительство и реконструкция. 2025. № 4. С. 22-40. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-120-4-22-38.
9. Кумпак О.Г., Галаяудинов З.Р., Галаяудинов 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. DOI: 10.32683/0536-1052-2023-769-1-5-16.
10. Крылов С.Б., Арленинов П.Д. Достоинства и недостатки нелинейной деформационной модели при расчете прочности железобетонных конструкций // Известия КГАСУ. 2025. № 2(72). С. 124-132. DOI: 10.48612/NewsKSUAЕ/72.11. EDN: GWHFAZ.
11. Савин С.Ю. Уровни напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонных рам при аварийных воздействиях // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2025. № 6. С. 5-21. DOI: 10.32683/0536-1052-2025-798-6-5-21.
12. Khaldoun Rahal. Combined Torsion and Bending in Reinforced and Prestressed Concrete beams Using Simplified Method for Combined Stress-Resultants // ACI Structural Journal. 2007. Vol. 104. No. 4. Pp. 402–411.
13. Rahal K.N. A unified approach to shear and torsion in reinforced concrete // Structural Engineering and Mechanics. 2021. Vol. 77. No. 5. Pp. 691-703. DOI: 10.12989/sem.2021.77.5.691.
14. Faron A., Rombach G.A. Simulation of crack growth in reinforced concrete beams using extended finite element method // Engineering Failure Analysis. 2020. Vol. 116. 104698.
15. Колчунов В.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 261-275.
16. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Y., Moskovtseva V.S. Analytical Model of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures Based on DCE // Buildings. 2025. Vol. 15. 2096. DOI: 10.3390/buildings15122096.
17. Колчунов В.И., Яковенко И.А., Усенко Н.В., Приймак А.А. Методика экспериментальных исследований железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям // Будівельні конструкції: міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). К.: ДП НДІБК, 2013. Вип. 78. Кн. 1. С. 422–433.
18. Колчунов В.И. «Представительный объем» в механике железобетона // Строительство и реконструкция. 2025. № 6. С. 14-24. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-14-24.
19. Колчунов В.И., Яковенко И.А., Ключева Н.В. Метод физических моделей сопротивления железобетона // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 12. С. 51–55.
20. Колчунов В.И. Проблема раскрытия трещин в железобетоне // Строительство и реконструкция. 2024. № 1. С. 14-29. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-14-29.
21. Колчунов В.И., Яковенко И.А. Разработка двухконсольного элемента механики разрушения для расчета ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций // Вестник гражданских инженеров. СПб.: СПбГАСУ, 2009. № 4(21). С. 160–163.
22. Колчунов В.И., Федоров С.С. Проблема нормирования параметров предельных состояний второй группы для конструкций из высокопрочного железобетона // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2024. Vol. 20. No. 3. Pp. 145–158.

REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of resistance of building structures. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering]. 2020. No. 8. Pp. 16-23.
2. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Design models for force resistance of reinforced concrete. Moscow: ASV Publishing House, 2004. 472 p.
3. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Resistance of reinforced concrete. Kyiv: Osнова, 2009. 432 p.
4. Karpenko N.I. General models of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroyizdat, 1996. 410 p.
5. Karpenko S.N. On the construction of a general analysis of reinforced concrete plane structures in finite increments. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2005. No. 3. Pp. 22-26.
6. Bashirov Kh.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. Reinforced concrete composite structures of buildings and facilities. Moscow: ASV Publishing House, 2017. 247 p. ISBN 978-5-4323-02007.
7. Tur V.V., Kondratchik A.A. Analysis of reinforced concrete structures under shear forces. 2000. 400 p.

8. Kabantsev O.V., Krylov S.B., Trofimov S.V. Methodology for experimental study of the strength of thick reinforced concrete slabs under punching load. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Construction and Reconstruction]. 2025. No. 4. Pp. 22-40. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-120-4-22-38.
9. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Galyautdinov D.R. Influence of thrust on the strength of reinforced concrete beams on yielding supports under short-term dynamic loading. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo* [News of Higher Educational Institutions. Construction]. 2023. No. 1(769). Pp. 5-16. DOI: 10.32683/0536-1052-2023-769-1-5-16.
10. Krylov S.B., Arlenin P.D. Advantages and disadvantages of the nonlinear deformation model for calculating the strength of reinforced concrete structures. *Izvestiya KGASU* [Proceedings of Kazan State University of Architecture and Engineering]. 2025. No. 2(72). Pp. 124-132. DOI: 10.48612/NewsKSUAE/72.11. EDN: GWHFAZ.
11. Savin S.Yu. Levels of stress-strain state of reinforced concrete frame structures under accidental actions. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo* [News of Higher Educational Institutions. Construction]. 2025. No. 6. Pp. 5-21. DOI: 10.32683/0536-1052-2025-798-6-5-21.
12. Khaldoun Rahal. Combined Torsion and Bending in Reinforced and Prestressed Concrete beams Using Simplified Method for Combined Stress-Resultants. *ACI Structural Journal*. 2007. Vol. 104. No. 4. Pp. 402-411.
13. Rahal K.N. A unified approach to shear and torsion in reinforced concrete. *Structural Engineering and Mechanics*. 2021. Vol. 77. No. 5. Pp. 691-703. DOI: 10.12989/sem.2021.77.5.691.
14. Faron A., Rombach G.A. Simulation of crack growth in reinforced concrete beams using extended finite element method. *Engineering Failure Analysis*. 2020. Vol. 116. 104698.
15. Kolchunov V.I. Method of design resistance models for reinforced concrete. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktii i sooruzhenii* [Structural Mechanics of Engineering Structures and Facilities]. 2023. Vol. 19. No. 3. Pp. 261-275.
16. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Y., Moskovtseva V.S. Analytical Model of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures Based on DCE. *Buildings*. 2025. Vol. 15. 2096. DOI: 10.3390/buildings15122096.
17. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A., Usenko N.V., Priymak A.A. Methodology for experimental study of reinforced concrete composite structures along inclined sections. *Budivel'ni konstruktii* [Building Constructions]. Kyiv: NDIBK, 2013. Issue 78. Book 1. Pp. 422-433.
18. Kolchunov V.I. "Representative volume" in reinforced concrete mechanics. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Construction and Reconstruction]. 2025. No. 6. Pp. 14-24. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-14-24.
19. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A., Klyueva N.V. Method of physical resistance models for reinforced concrete. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering]. 2013. No. 12. Pp. 51-55.
20. Kolchunov V.I. The problem of crack opening in reinforced concrete. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Construction and Reconstruction]. 2024. No. 1. Pp. 14-29. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-14-29.
21. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Development of a two-cantilever fracture mechanics element for calculating the crack opening width in reinforced concrete structures. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov* [Bulletin of Civil Engineers]. St. Petersburg: SPbGASU, 2009. No. 4(21). Pp. 160-163.
22. Kolchunov V.I., Fedorov S.S. The problem of normalizing the parameters of the second group limit states for high-strength reinforced concrete structures. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2024. Vol. 20. No. 3. Pp. 145-158.

Сведения об авторах:

Колчунов Владимир Иванович, Член корр. РААСН, доктор технических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ). Scopus ID: 57219135548, SPIN-код: 3990-034, <https://orcid.org/0000-0001-5075-1134>, e-mail: vlik52@mail.ru

About the authors:

Vladimir I. Kolchunov, Corresponding Member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (NRU MGSU), Scopus ID: 57219135548, SPIN-код: 3990-034, <https://orcid.org/0000-0001-5075-1134>, e-mail: vlik52@mail.ru

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author has approved the final version.

Статья поступила в редакцию 22.05.2026

Одобрена после рецензирования 02.06.2026

Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 22.05.2026

Approved after reviewing 02.06.2026

Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

А.В. ТУР¹,¹Брестский государственный технический университет, г. Брест, Беларусь

ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НЕЛИНЕЙНОГО ПОВЕДЕНИЯ ПОВРЕЖДЕННОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ НА ОСНОВЕ ИМИТАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

Аннотация. В современной проектной практике численный метод проверки живучести повреждённых конструктивных систем, основанный на имитационном моделировании, получает всё более широкое применение. При этом применяют основные принципы макро моделирования, в соответствии с которыми упругое поведение конструктивной системы обусловлено работой линейно-упругих стержней и пластин, а нелинейное поведение полностью определяется поведением точечных и/или линейных пластических шарниров. Таким образом, адекватное описание диаграмм для пластических шарниров представляет собой важный элемент моделирования. В статье представлены предложения по описанию параметрических точек пластических шарниров изгиба, среза и осевого растяжения, что позволяет описать работу повреждённой конструктивной системы на всех стадиях её работы. Предложено выполнять ограничение предельных углов поворота при изгибе с учётом критерия разрушения при срезе. Выполнено сравнение результатов расчёта, полученных с применением имитационной конечно-элементной модели с опытными данными.

Ключевые слова: численный анализ, повреждённая конструктивная система, имитационное моделирование, пластический шарнир.

Для цитирования: Тур А.В. Численный анализ нелинейного поведения повреждённой конструктивной системы на основе имитационного моделирования // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 27-45. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-27-45. EDN: NKNDIS

Research Article

A.V TUR¹¹Brest State Technical University, Brest, Belarus

NUMERICAL ANALYSIS OF THE NONLINEAR BEHAVIOR OF A DAMAGED STRUCTURAL SYSTEM BASED ON IMITATIONAL MODELING

Abstract. In modern design practice, a numerical method for verifying the robustness of damaged structural systems based on imitation modeling is becoming increasingly common. This method utilizes the fundamental principles of macromodeling, according to which the elastic behavior of a structural system is determined by the operation of linearly elastic rods and plates, while nonlinear behavior is completely determined by the behavior of point and/or linear plastic hinges. Thus, an adequate description of the diagrams for plastic hinges is an important element of modeling. This article presents proposals for describing the parametric points of plastic hinges for bending, shear, and axial tension, which allows for describing the operation of a damaged structural system at all stages of its operation. It is proposed to limit the maximum rotation angles during bending, taking into account the shear failure criterion. The calculation results obtained using an imitation finite element model are compared with experimental data.

© Тур А.В., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Keywords: numerical modeling, damaged structural system, imitation modeling, plastic hinge.

For citation: Tur A.V. Numerical analysis of the nonlinear behavior of a damaged structural system based on immitational modeling. Building and Reconstruction. 2026; 3(125): 27-45. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-27-45. EDN: NKNDIS

1. Введение

Как следует из анализа, приведенного в работах [1-3] численный метод проверки живучести повреждённой конструктивной системы, основанный на применении имитационных конечно-элементных расчетных моделей следует разрабатывать в соответствии с основными принципами макро моделирования, согласно которым, упругое поведение системы определяют работой линейно-упругих стержней и пластин, а нелинейное поведение полностью определяется поведением точечных и/или линейных пластических шарниров (или линий текучести), врезаемых в элементы конструктивной системы в характерных сечениях по принятым правилам. По- существу, при проверках живучести, имеет место моделирование повреждённой дискретно-континуальной системы.

Данный подход применим для расчета с помощью конечно-элементных программных комплексов, допускающих врезку пластических шарниров в расчетную схему и возможность выполнения нелинейных расчётов. При моделировании мембранных эффектов важную роль играет учет в расчетных процедурах *геометрической нелинейности (P-delta и эффекты от больших перемещений)*.

Если врезка точечных пластических шарниров в элементы рамных каркасов не представляет проблем, то моделирование линейных пластических шарниров (линий текучести) сопряжено с определенными трудностями и требует временных затрат. При применении слоистых конечных элементов в современных программных комплексах декларирована возможность построения линий текучести (линейных пластических шарниров) в процессе выполнения расчёта. Следует отметить, что несмотря на целый ряд неопределенностей, присущих данному подходу, автоматическая генерация линий текучести позволяет получить нелинейную реакцию конструктивной системы после удаления колонны или фрагмента стены, но, как правило, только для изгибающей стадии без учёта мембранных/цепных эффектов.

В рамках данного подхода важное значение имеет принятое описание пластических шарниров, моделирующих нелинейное поведение конструктивной системы на всех стадиях её работы (изгибающей + арочной и мембранной).

Пластические шарниры, в общем случае, позволяют моделировать изгиб, срез, кручение и осевое растяжение (мембранные эффекты). На рисунке 1 представлен общий вид идеализированных диаграмм «момент-угол поворота» (« $M-\theta$ »), критерия «поперечная сила-угол поворота» (« $V-\psi$ ») и «продольные усилия-продольные перемещения» (« $N-w$ »), применяемых для описания пластических шарниров изгиба, среза и мембранных эффектов, соответственно.

В настоящей статье рассмотрены современные подходы к описанию диаграмм, моделирующих поведение пластических шарниров изгиба, среза и осевого растяжения, применяемых при выполнении нелинейных расчётов повреждённых конструктивных систем. Учитывая неопределенности, присущие традиционному моделированию пластического шарнира сдвига, предложено использовать комплексный подход, в рамках которого в описании пластического изгибающего шарнира ограничивают предельный угол поворота, исходя из критерия разрушения элемента при срезе. Критерий разрушения при срезе сформулирован на основе теории критической трещины сдвига [4]. Это позволяет не только повысить точность расчётной процедуры, но и уменьшить число врезаемых пластических шарниров.

Сравнение результатов расчётов, полученных методами численного анализа на основе имитационного моделирования при применении предложенных описаний пластических шарниров, показало хорошее совпадение с опытными данными [4].

2. Модели и методы

Описания пластических шарниров, моделирующих нелинейное поведение конструктивной системы

2.1 Пластический шарнир изгиба (« $M-\theta$ »)

Для моделирования изгибного сопротивления элементов конструктивной системы используют **пластические шарниры изгиба** (рисунок 1а). Их поведение в процессе статического нагружения традиционно описывают с помощью идеализированных нелинейных зависимостей «момент-кривизна» ($M-\varphi$) или «момент-угол поворота» ($M-\theta$) (для построения последней в общем случае необходимо знать такой параметр, как длина пластического шарнира l_{pl}). Значения параметрических точек диаграмм « $M-\varphi$ » и « $M-\theta$ » зависят как от геометрических размеров поперечного сечения, коэффициента армирования, так и физико-механических характеристик свойств материалов и определяются в соответствии с положениями действующих норм, например, СП 5.03.01 [5].

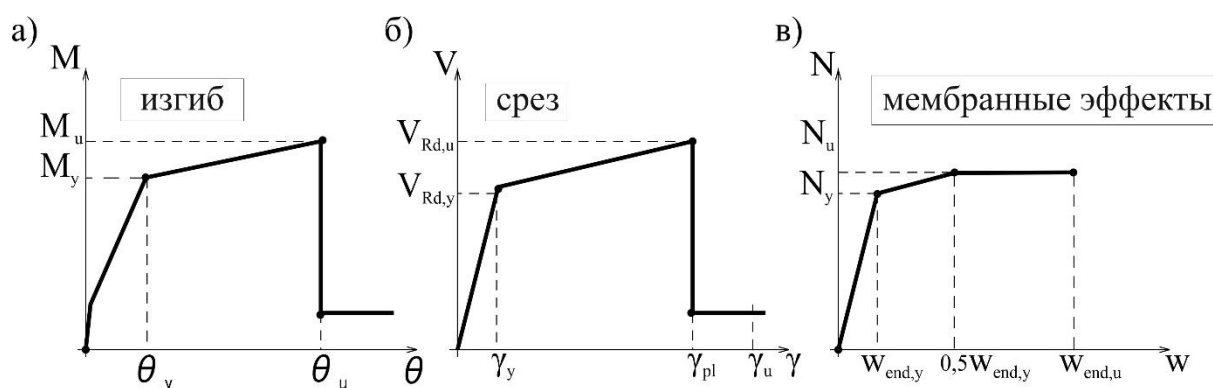


Рисунок 1 – Общий вид идеализированных диаграмм для описания пластических шарниров:

а) « $M-\theta$ »; б) « $V-\gamma$ »; в) « $N-w$ »

Для рамных каркасов характерными местами образования/врезки изгибных пластических шарниров являются узловые зоны сопряжения ригелей и колонн, где наблюдаются максимальные значения изгибающих моментов. Для плоских монолитных плит перекрытия пластические шарниры образуются, как правило, по линиям текучести, положение которых определяют с учетом соответствующих граничных условий. В плитно-балочных конструкциях, кроме того, на места образования пластических шарниров оказывает влияние вид нагрузки (равномерно-распределенная или сосредоточенная). Для упрощения расчетов, снижения неопределенностей и уменьшения количества пластических шарниров в расчетной схеме при моделировании пластического изгиба и среза предлагается использовать один тип шарниров. При этом в расчетах для описания шарниров предлагается использовать диаграмму « $M-\theta$ » (рисунок 1а) при ограничении величины предельного угла поворота с учетом сопротивления срезу (критерия разрушения при срезе).

2.2 Пластический шарнир среза/сдвига

2.2.1 Идеализированная зависимость « $V-\gamma$ »

В отличие от пластического изгибного шарнира (« $M-\theta$ ») пластический шарнир сдвига в классической постановке (« $V-\gamma$ ») моделирует ситуацию, при которой в критическом сечении элемента действует поперечная сила $V_{Rd,y}$, значение которой соответствует достижению текучести в поперечной арматуре, после чего пластические деформации сдвига развиваются неограниченно.

Диаграмму, описывающую работу пластического шарнира сдвига обычно представляют в координатных осях « $V-\gamma$ » («поперечная сила- угол сдвига»).

При выполнении численного анализа с привлечением конечно-элементных комплексов (например, SAP2000, RFEM, ETABS и др.) для описания пластического поведения железобетонного элемента при сдвиге используют идеализированные диаграммы «V-γ».

Для построения идеализированной диаграммы «V-γ» (например, в формате ASCE 41-17 [6]) при выполнении нелинейного анализа необходимо определить её параметрические точки: поперечную силу, соответствующую текучести поперечной арматуры $V_{Rd,y}$; максимальное значение сопротивления срез/сдвигу $V_{Rd,u}$; значение деформации пластического сдвига γ_{pl} и предельного сдвига γ_u . Предельное значение поперечной силы определяют в соответствии с нормами проектирования железобетонных конструкций [5]. При этом, следует помнить о том, что для описания механических характеристик свойств материалов используют полные диаграммы деформирования для бетона и арматуры со средними значениями прочностей.

Для задания пластического шарнира сдвига в конечно-элементных комплексах (например, SAP 2000, ETABS и т.д.) используют нормализованные значения параметрических точек диаграммы, приведенные в Таблице 1.

Таблица 1 - Параметрические точки диаграммы «V-γ»

Точка на диаграмме рис. 2	Описание	Значение поперечной силы	Значение деформации сдвига (γ или Δ)
A	начало координат	0	0
B	текучесть арматуры	$V_{Rd,y} \approx (0,8...0,9)V_{Rd,u}$	$\gamma_y = \frac{V_{Rd,y}}{GA_{red}}$
C	пиковая точка – предельное усилие	$V_{Rd,u}$	γ_{pl} - пластический сдвиг
D	Остаточное сопротивление сдвигу	$V_{res} \approx 0.2V_{Rd,u}$	γ_u - предельный сдвиг

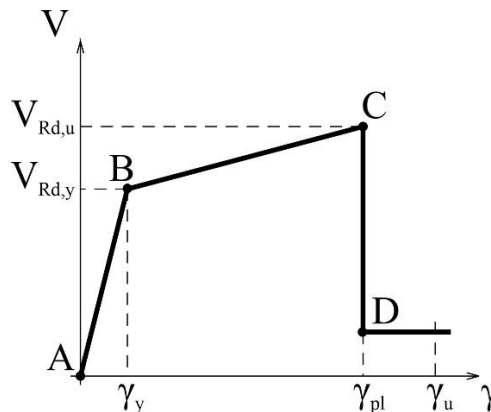


Рисунок 2 - Идеализированная диаграмма, применяемая для описания пластического шарнира сдвига

Упругую деформацию сдвига (γ_y) традиционно рассчитывают через модуль сдвига G и приведенную площадь сечения элемента (A_{red}). Для элементов, в которых превалирует срез, деформация пластического сдвига обычно мала (от 0,005 до 0,02 град.) и её значение принимают по справочным таблицам (например, таблицы 10-12 в [6]).

В отличие от изгибного пластического шарнира, шарнир сдвига считается сосредоточенным в зоне действия максимальной поперечной силы. Длину пластического шарнира сдвига l_{pl} принимают равной эффективной высоте сечения или проекции критической трещины, наклонной к продольной оси элемента.

Следует отметить, что представленное описание пластического шарнира сдвига содержит ряд неопределенностей как собственно расчётной модели сопротивления срезу, значений пластических деформаций сдвига, так и в описаниях основных базисных

переменных. Как показывает анализ, выполненный в работе [7], расчётные модели сопротивления срезу, внесенные в действующие нормативные документы, дают, как правило, довольно консервативный результат, что в итоге может искажать картину перераспределения эффектов воздействий и формирования альтернативных путей передачи нагрузки в поврежденной конструктивной системе после внезапного удаления несущей колонны или фрагмента стены.

Для уменьшения числа пластических шарниров, врезаемых в расчётную схему и снижения неопределённостей анализа поведения поврежденной конструктивной системы при проверках её живучести, было предложено использовать критериальные зависимости, полученных на основе положений теории критической трещины сдвига (CSCT) для определения предельного угла поворота при сдвиге, рассматриваемого далее в качестве ограничения для углов поворота изгибных пластических шарниров. На рисунке 3 схематически показано как в данном случае взаимодействуют критерий разрушения при срезе и ограничение углов поворота для изгибных пластических шарниров.

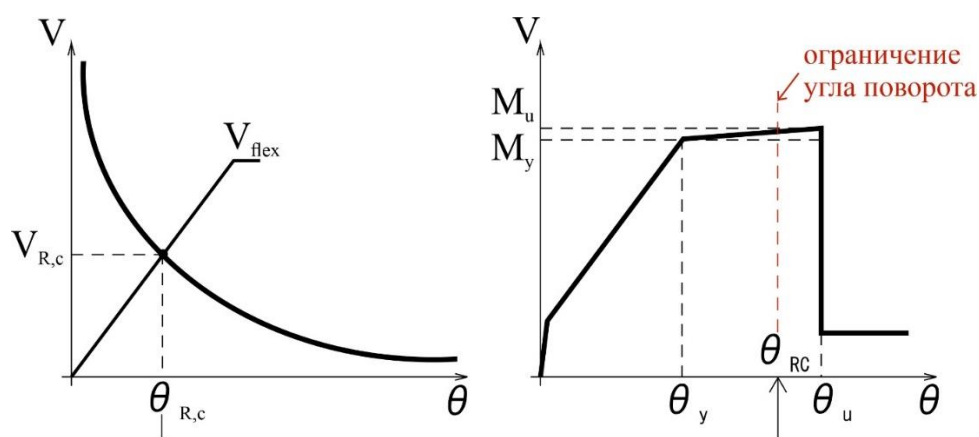


Рисунок 3 – Ограничение предельного угла поворота в изгибном пластическом шарнире с учётом критерия разрушения при сдвиге

2.2.2 Применение теории критической трещины сдвига для определения предельного угла поворота

Экспериментально установлено [8-10], что длина l_B трещины при пиковой нагрузке остаётся практически неизменной и может быть определена по формуле (см. рисунок 4):

$$l_B = d - x \quad (1)$$

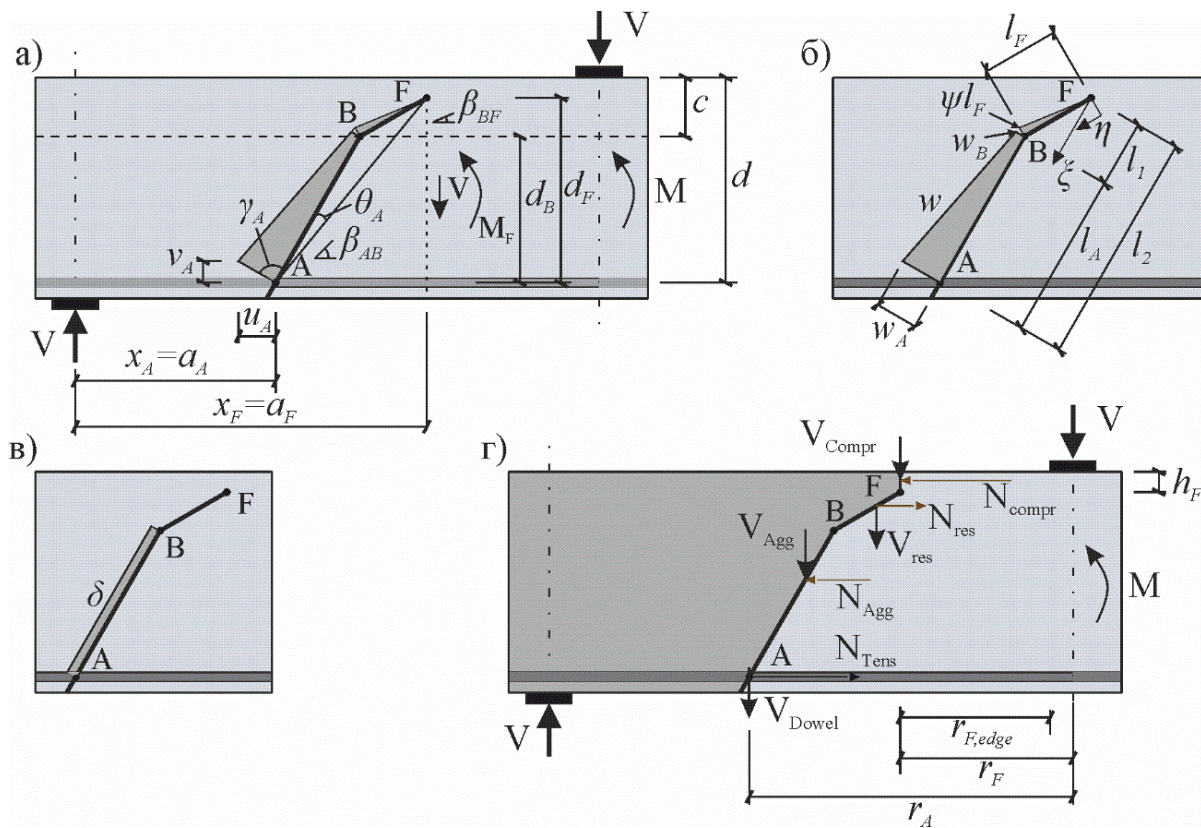
где d - эффективная высота сечения;

x - высота сжатой зоны сечения, определяемая, в общем случае, из деформационного расчёта сечений согласно, например, СП 5.03.01 [5]. Допускается определять высоту сжатой зоны сечения исходя из предпосылки о линейном распределении сжимающих напряжений по её высоте:

$$x = d \cdot \rho \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2E_{cm}}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (2)$$

Относительные деформации на уровне продольной арматуры (при линейном распределении напряжений по высоте сечения сжатой зоны) определяют по формуле:

$$\varepsilon_s = \frac{M_F}{A_s \cdot E_s \cdot z} = \frac{M_F}{A_s \cdot E_s (d - x/3)} \quad (3)$$



а) кинематика и перемещение краёв трещины в соответствии с принятой формой трещины; б) раскрытие трещины w перпендикулярно поверхности трещины;
в) скольжение трещины δ ; г) равновесие внешних и внутренних сил.

Рисунок 4 – Форма и кинематика критической трещины среза по CSCT [8]

и принимая допущение о пропорциональности ширины раскрытия трещины произведению продольных деформаций (ε_s) и длины (l_B), т.е. ($u_A = \varepsilon_s \cdot l_B$) получаем:

$$u_A = \frac{M_F}{A_s \cdot E_s} \cdot \frac{(d-x)}{(d-x/3)} \quad (4)$$

Для свободно опёртого элемента, подверженного действию сосредоточенной нагрузки, например, $M_F = V_F \cdot a_F$ и уравнение (4) может быть преобразовано к виду:

$$u_A = \frac{V_F \cdot a_F}{A_s \cdot E_s} \cdot \frac{(d-x)}{(d-x/3)} \quad (5)$$

Согласно обширным исследованиям, результаты которых представлены в работах [8-10], установлено, что критическая трещина сдвига /среза в состоянии разрушения может быть аппроксимирована двухлинейной формой, содержащей квази-вертикальную часть (отрезок А-В на рисунке 4), наклон которой зависит от отношения момента к перерезывающей силе и квази-горизонтальной части (отрезок В-В на рисунке 4).

Угол наклона квази-вертикальной части А-В в зависимости от отношения момента к поперечной силе ($\alpha_A = \frac{M_A}{V_A \cdot d}$) был установлен экспериментально в работах [8-11] и представлен в виде:

$$\beta_{AB} = \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{\alpha_A}{3}\right)^{1/3} \quad (6)$$

Длина l_A отрезка трещины А-В может быть рассчитана из условия, что она распространяется ниже нейтральной оси в сечении (см. рисунок 4):

$$l_A = \frac{(d - x)}{\sin \beta_{AB}} \quad (7)$$

Кинематика трещины показана на рисунке 4а. Согласно [8] и результатам измерений, полученных в работе [9] принято, что центр вращения располагается практически в вершине трещины. Угол поворота может быть рассчитан в зависимости от относительных деформаций арматуры:

$$\psi = \theta_c = \frac{u_A}{d_F} = \frac{\varepsilon_s \cdot l_B}{d_F} \quad (8)$$

где u_A и ε_s -соответственно горизонтальная проекция ширины раскрытия трещины и относительная деформация на уровне продольной арматуры;

l_B - длина трещины, оказывающая влияние на ширину раскрытия критической трещины, определяемая по формуле (1) (см. рисунок 4);

d_F - расстояние от вершины трещины до продольной арматуры, определяемое по формуле:

$$d_F = d - x + l_F \cdot \sin \beta_{BF} \quad (9)$$

Следует отметить, что верхняя часть трещины (квази-горизонтальный участок) характеризуется чистым раскрытием в результате нормального отрыва (форма 1), тогда как квази-вертикальная часть трещины имеет раскрытие комбинированного характера от совместного отрыва и сдвига (смешанная форма 2).

Полное сопротивление сдвигу $V_{Rd,c}$ согласно [8-10] рассчитывают путём суммирования основных составляющих, которые вносят свой вклад в восприятие и передачу усилия среза. Для элементов без расчётного поперечного армирования сопротивление сдвигу определяют по формуле:

$$V_{Rd,c} = V_{Res} = V_{agg} = V_{Dowel} = V_{comp} = \frac{V_{Res} + V_{agg} + V_{Dowel}}{1 - k_c \cdot h_F / \gamma_F}, \quad (10)$$

где V_{Res} - вклад *остаточных растягивающих напряжений* бетона в сопротивление срезу, определяемый согласно [8] по формуле:

$$V_{Res} = \frac{l_F \cdot b \cdot \cos \beta_{BF} \cdot G_F}{w_B}, \quad (11)$$

V_{agg} - оставляющая поперечной силы воспринимаемая за счет *зацепления по берегам наклонной трещины*, определяемая согласно [8] по формуле:

$$V_{Agg} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,3 + \frac{24 \cdot w_A}{16 + d_g}} \cdot b \cdot l_A \cdot \sin \beta_{AB}, \quad (12)$$

где l_A — длина квази-вертикального отрезка АВ наклонной трещины (см. рисунок 4 б), которая определяется как

$$l_A = \frac{d - x}{\sin \beta_{AB}} \quad (13)$$

V_{Dowel} - составляющая поперечной силы, воспринимаемая за счет *нагельного эффекта*, определяемая согласно [11] по формуле:

$$V_{Dowel} = k_b \cdot f_{ct} \cdot n \cdot (b / n - \emptyset) \cdot 2 \cdot \emptyset \leq V_{Sh,dow}, \quad (14)$$

где n – количество арматурных стержней в сечении;

$V_{sh,dow}$ – сопротивление срезу арматурных стержней, определяемое по формуле:

$$V_{Sh,dow} = \tau_{sh} \cdot (2 \cdot A_s), \quad (15)$$

A_s – площадь продольного армирования;

τ_{sh} – предельное напряжение при поперечном срезе

k_b – коэффициент снижения прочности при растяжении бетона, который зависит от растягивающихся деформаций в продольных стержнях армирования и, согласно [11], определяется как:

$$0,25 \leq k_b = 0,063 \cdot \varepsilon_s^{-1/4} \leq 1, \quad (16)$$

Три составляющих сопротивления сдвига V_{Res} , V_{agg} , V_{Dowel} , входящие в уравнение (10) зависят от продольных относительных деформаций арматуры и зависят от горизонтальной проекции ширины раскрытия критической трещины u_A . Расчёт сопротивления срезам, таким образом, включает определение положения расчётного сечения и, затем, итеративного наращивания ширины раскрытия трещины с выполнением проверки условия, при котором действующая поперечная сила V_{Ed} станет равной сопротивлению срезам $V_{Rd,c}$. Решение $V_{Ed} = V_{Rd,c}$ является пересечением кривой «поперечная сила- деформация», (см. ф. (4)) и критерия разрушения (10), как показано на рисунке 5а. В качестве решения принимают минимальное сопротивление сдвигу, полученное для всех потенциальных положений критической трещины.

Итерационную процедуру для расчёта сопротивления сдвигу с построением критерия разрушения можно представить следующими шагами:

1. Выбрать положение критического сечения (критической трещины сдвига) x_A ;
2. Рассчитать значение угла β_{AB} в зависимости от $\alpha_A = M_A / V_A \cdot d$ согласно уравнению (6);
3. Принять начальную ширину раскрытия трещины u_A (на первой итерации допускается принять $u_{A0} = 0,001$ мм).
4. В зависимости от формы трещины, её положения и кинематики рассчитать составляющие сопротивления среза (V_{Res} по формуле (11)), (V_{agg} по формуле (12)), (V_{Dowel} по формуле (14)) и сопротивление срезам как сумму составляющих по формуле (10).
5. Рассчитать ширину раскрытия трещины u_A в зависимости от действующего изгибающего момента в вершине трещины (M_F) (уравнение (4), где M_F - пропорционален перерезывающей силе).
6. Повторить итерации на шагах (3)-(6) до тех пор, пока $u_A = u_{A,i}$.

Проекция точки пересечения на горизонтальную ось даёт предельное значение угла поворота, который используется в качестве ограничения угла поворота на диаграмме изгибного пластического шарнира («пластическая деформативность с учётом среза») (см. рисунок 4).

Для практических целей в работе [10] был получен простой гиперболический критерий, который аппроксимирует полосу отказов (пересечений). Хотя CSCT- критерий разрушения обеспечивает разумную оценку сопротивления сдвигу, её точность может быть повышена при низких значениях термина $\varepsilon_s \cdot d / d_{dg}$ при использовании степенной зависимости вида:

$$v_c = \frac{V_c}{b} = \frac{kd \sqrt{f_{cm}}}{\sqrt{\varepsilon_s d / d_{dg}}} \leq v_0 \quad (17)$$

где v_c - сопротивление срезам на единицу длины балки;

k - константа, полученная экспериментально ($k=0,019$ [10])

Для элементов с поперечной арматурой при построении критерия разрушения следует дополнительно учесть вклад составляющей $V_{Rd,sE}$. Согласно [11] сопротивление срезу в данном случае ($V_{Rd,cs}$) рассчитывают, как сумму составляющих, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой:

$$V_{Rd,cs} = V_{Rd,c,E} + V_{Rd,s,E} \geq A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad (18)$$

где $V_{Rd,c,E}$ и $V_{Rd,s,E}$ - соответственно составляющие поперечной силы, воспринимаемой бетоном и поперечной арматурой, которые зависят от деформированного состояния элемента (рассматривается угол поворота /вращения элемента ψ_E под действием поперечной силы V_{Ed}).

Вклад поперечной арматуры в сопротивление срезу определяют, умножая напряжения в стержнях поперечной арматуры на полную площадь активированной поперечной арматуры:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad (19)$$

Напряжения в поперечной арматуре в уравнении (19) определяют на основе следующего выражения [11]:

$$\sigma_{sw} = \frac{E_{sw}}{6} \cdot \psi_{R,c} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c} \right)^{3/2} + \tau_b \cdot \frac{d}{\phi_w} \leq f_{ywd} \quad (20)$$

Как показано в [11] уравнение (18) может быть упрощено к следующему виду:

$$V_{Rd,cs} = \eta_c \cdot V_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_{sw} \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd} \geq \rho_{sw} \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (21)$$

Процедура перехода от критерия разрушения при срезе для элементов без поперечного армирования к критерию разрушения для элементов с поперечным армированием схематически показана на рисунке 5.

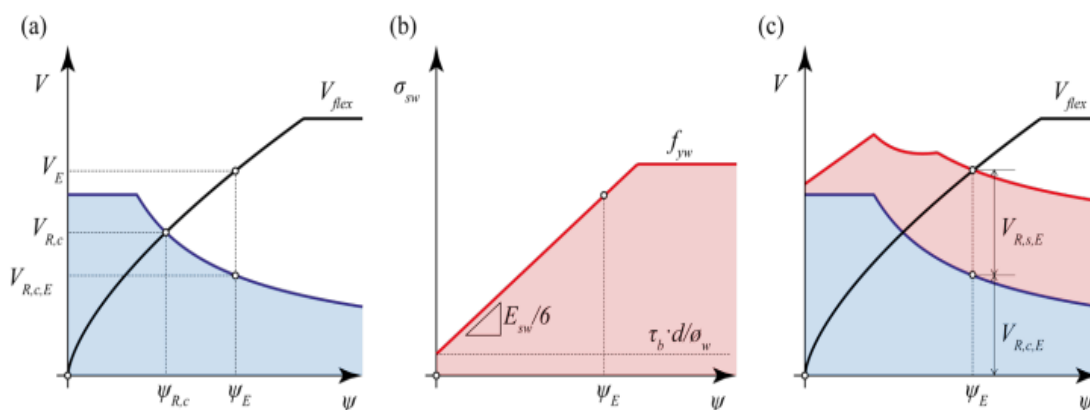


Рисунок 5 – Критерий разрушения при срезе (а) элементов без поперечного армирования, с поперечным армированием (в) и зависимость « $\sigma_s - \psi_E$ » для поперечной арматуры (б)

Таким образом, пользуясь критерием разрушения при действии перерезывающих сил определяем точку пересечения его с графиком «нагрузка- деформация» и проецируя точку пересечения на горизонтальную ось находим значение критического угла поворота (ψ_{Rc} или θ_{Rc}), который, затем, вводят в качестве ограничения для углов поворота изгибного пластического шарнира (см. рисунок 3). С одной стороны, такой подход даёт возможность учесть возможную форму разрушения при совместном действии изгибающих моментов и перерезывающих сил, а с другой – уменьшить количество врезаемых шарниров пластичности.

2.3 Пластический шарнир растяжения («N – w»)

С возрастанием вертикальных перемещений после выключения изгибных шарниров, элементы повреждённой конструктивной системы в области локального разрушения стремятся сместиться внутрь. При ограничении перемещений краев элементов в

горизонтальном направлении в ограничивающих связях на контуре возникают растягивающие усилия, которые позволяют конструктивной системе дополнительно сопротивляться нагрузкам за счет так называемых цепных/мембранных эффектов. Для моделирования таких эффектов в данной работе предложено, в отличие от известных решений, применять **осевой пластический шарнир**, который описывают зависимостью «продольное осевое усилие-продольное перемещение» (диаграмма « $N-w$ »). Диаграмму « $N-w$ » (рисунок 1в) следует устанавливать с учетом сопротивления связей растяжению и закона сцепления связевого элемента по контакту с окружающим бетоном, что подробно рассмотрено в [12, 13].

Диаграмма « $N-w$ » для арматурного стержня

Для получения диаграммы « $N-w$ », связывающей продольное растягивающее усилие N в связевом элементе с перемещением w (локальным смещением) связи, работающей на растяжение, использовали диаграмму « $\tau-s$ » описывающую закон сцепления арматурного стержня по контакту с окружающим бетоном (рисунок 6). На основании обширных экспериментальных исследований для описания закона сцепления по контакту была принята зависимость, содержащаяся в СП 5.03.01-2020 [5].

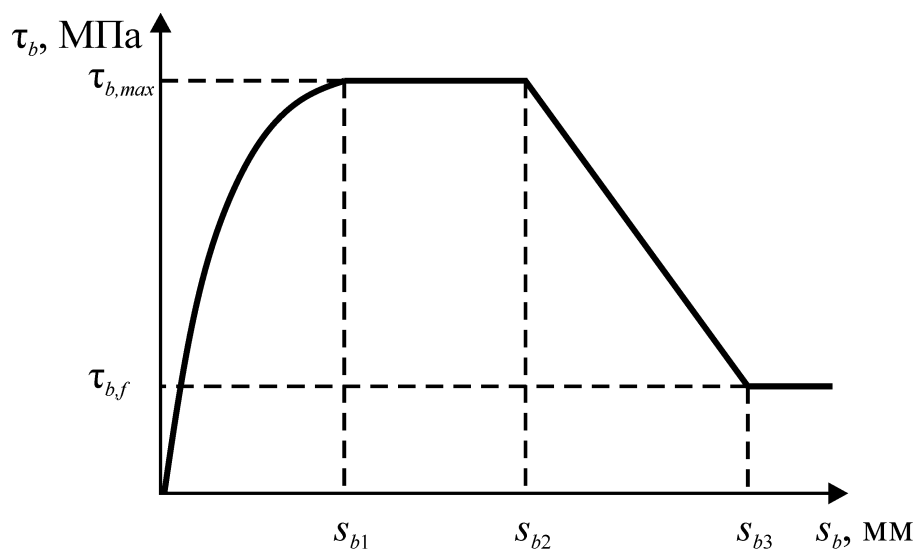


Рисунок 6 – Диаграмма « $\tau-s$ » для контактной поверхности арматурного стержня с окружающим бетоном согласно СП 5.03.01-2020 [5]

Диаграмма, показанная на рисунке 6 применима как для стержней периодического профиля, так и гладких стержней, а также практически полного параметрического ряда бетонов, включая высокопрочные. Значения касательных напряжений τ и смещений s_i в параметрических точках диаграммы следует принимать согласно СП 5.03.01-2020 [5].

Для перехода к зависимости « $N-w$ » необходимо: а) определить длину зоны передачи напряжений l_t и; б) распределение относительных деформаций $\varepsilon_s(x)$ и $\varepsilon_{ct}(x)$ на этой длине (см. рисунок 7).

Согласно СП 5.03.01-2020 [5], для условий, когда поперечные деформации бетона ограничены (ограниченные условия), а максимальные напряжения сцепления соответствуют величине локального смещения $s_{b1} = 1,0$ мм, для описания восходящей ветви диаграммы принимают зависимость:

$$\tau_b = \tau_{b,max} \cdot s_b^{0,4} \quad (22)$$

где $\tau_{b,max}$ – максимальные напряжения сцепления согласно СП 5.03.01-2020 [5];

s_b – текущее значение смещения арматурного стержня в бетоне.

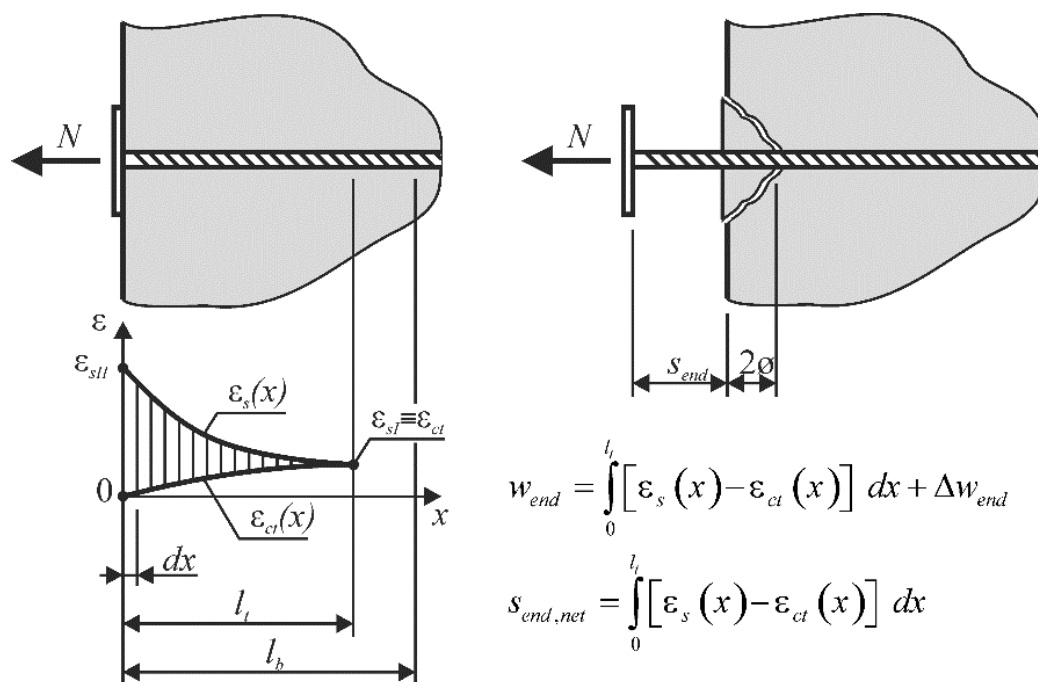


Рисунок 7 – К определению величины смещения концевой участка стержня

При условии упругой работы стержня и смещения его торца не более чем на 1 мм, справедлива следующая зависимость, полученная в **fib** Bulletin 43 [14], при обосновании расчетных положений, внесенных в **fib**MC2020 [13]:

$$w_{end} = 0,288 \cdot \left(\frac{\varnothing \cdot \sigma_s^2}{\tau_{b,max} \cdot E_s} \right)^{0,714} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 2 \cdot \varnothing \quad (23)$$

$$\text{где: } \tau_{b,max} = 2,5\sqrt{f_{cd}} \text{ – для «хороших» условий сцепления;} \quad (24a)$$

$$\tau_{b,max} = 1,25\sqrt{f_{cd}} \text{ – для «всех других» условий сцепления;} \quad (246)$$

$\varnothing$ – диаметр стержня, в [мм].

Длина зоны передачи напряжений согласно [14] будет равна:

$$l_t = 0,583 \cdot \frac{\varnothing \cdot \sigma_s}{\tau_{b,max} \cdot s_{end,net}^{0,4}} + 2 \cdot \varnothing \quad (25)$$

где σ_s – напряжения в арматурном стержне, определяемое по формуле:

$$\sigma_s = 2,39 \cdot \sqrt{\frac{\tau_{b,max} \cdot E_s}{\varnothing} \cdot s_{end,net}^{1,4}}, \quad (26)$$

при смещении торца арматурного стержня, определяемого:

$$s_{end,net} = w_{end} - \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 2 \cdot \varnothing \quad (27)$$

Если смещение торца стержня не превышает 1 мм, то в соответствии с диаграммой « τ - s » (см. рисунок 6), текучесть на нагруженном конце арматурного стержня достигается прежде, чем будет достигнуто $\tau_{b,max}$. Смещение торца стержня при достижении текучести в арматурном стержне $w_{end,y}$ и длину передачи напряжений $l_{t,y}$ получают при подстановке в уравнение (25) напряжений равных расчетному значению прочности арматуры $\sigma_s = f_{yd}$. Зависимость между растягивающим усилием и проскальзыванием стержня до достижения текучести в общем случае уже является нелинейной. Однако жесткость (или податливость) соединения $k_a(w_{end})$ определяется в общем случае как секущая в точке $N(w_{end})$:

$$k_a(w_{end}) = \frac{N(w_{end})}{w_{end}} \quad (28)$$

Приблизительное значение жесткости соединения непосредственно перед достижением текучести определяют:

$$k_a = \frac{N_y}{w_{end,y}} \quad (29)$$

где N_y – усилие, соответствующее достижению текучести в связи;

$w_{end,y}$ – смещение, соответствующее $\sigma_s = f_{yd}$.

Следует отметить, что выражение (28) недооценивает жесткость для нагрузок, меньших, чем N_y . Для этого уровня нагружения более репрезентативной является жесткость, рассчитанная с применением уравнения (29).

Предельная величина проскальзывания

При достаточной анкеровке стержня в теле бетона, максимальная длина пластического участка на длине зоны передачи напряжений будет определяться при достижении арматурной стали прочности при разрыве f_u . Поэтому на длине «пластического» участка напряжения возрастают от значений, соответствующих текучести f_y до значений, соответствующих прочности арматуры при разрыве f_u на свободном конце стержня (см. рисунок 8).

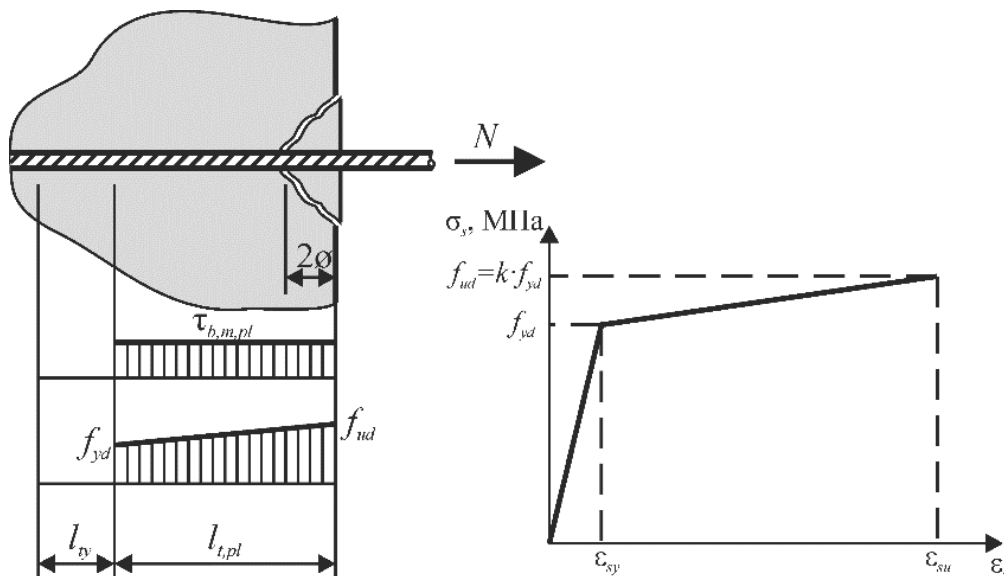


Рисунок 8 – К определению длины участка пластических деформаций

Тогда предельная длина участка пластических деформаций может быть получена из условия равновесия (см. рисунок 8):

$$l_{t,pl} = \frac{F_{su} - F_{sy}}{\tau_{bm,pl} \cdot \pi \cdot \varnothing} = \left(\frac{f_{ud} - f_{yd}}{\tau_{bm,pl}} \right) \cdot \frac{\varnothing}{4} \quad (30)$$

где $\tau_{bm,pl}$ – средние значения напряжений сцепления по контакту на длине зоны пластического деформирования, определяемые по формуле (31).

Для стержней периодического профиля (арматура классов В и С согласно СП 5.03.01-2020 [5]) предложено определять средние напряжения сцепления на длине зоны пластического деформирования при разрыве стержней из зависимостей:

$$\tau_{bm,pl} = 0,27 \tau_{b,max} \quad (31)$$

где $\tau_{b,max}$ определяется по формулам (24а) или (24б) в зависимости от условий сцепления.

Предельное смещение (удлинение) связевого стержня определяется по формуле:

$$w_{end,u} = l_{t,pl} \cdot \varepsilon_{sm,pl} + w_{end,y} \quad (32)$$

где $\varepsilon_{sm,pl}$ – средние относительные деформации арматурного стержня на длине участка пластического деформирования, согласно [14,15] приняты равными $\varepsilon_{sm,pl} = 0,5\varepsilon_{su}$.

Для описания зависимости «N-w» по результатам анализа результатов испытаний стержней, заглубленных в бетоне, а также с учетом рекомендаций [12, 14, 15], для моделирования работы арматурных связей была принята трехлинейная идеализированная диаграмма, показанная на рисунке 9.

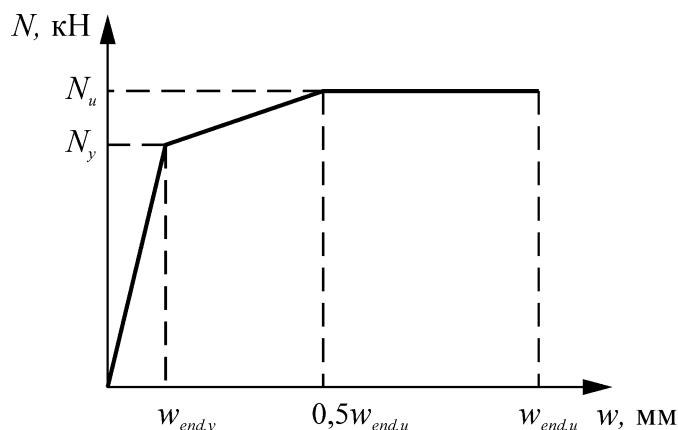


Рисунок 9 – Идеализированная диаграмма «N-w» для связи из арматурной стали, работающей на растяжение согласно [15]

Валидация результатов численного анализа нелинейного поведения фрагмента железобетонной монолитной рамы после удаления центральной опоры. Опытные образцы

Валидация численного метода оценки сопротивления повреждённой системы была проведена на фоне экспериментальных данных, полученных при испытании полномасштабной 2-х пролетной железобетонной монолитной рамы [13]. Было испытано два образца (IMF и SMF), запроектированных в соответствии с требованиями норм ACI 318-02 [16]. Образец SMF был запроектирован с учетом требований сейсмостойкости.

Испытания были произведены в жестком режиме нагружения с контролем вертикальных перемещений в центральном узле. В обоих образцах были достигнуты значительные вертикальные прогибы и наблюдали развитие цепных (мембранных) эффектов.

Геометрические размеры образцов и общий вид испытаний представлены в [17]. Средние значения прочности бетона при сжатии и растяжении представлены в таблице 2. Средние значения механических свойств арматурных стержней приведены в таблице 3. Детальное описание экспериментальных исследований и результатов представлено в [17].

Таблица 2 – Средние значения прочности на сжатие и растяжение бетона на момент испытаний [17]

Образец	Средняя прочность на сжатие f_{cm} , МПа		Средняя прочность на растяжение f_{ct} , МПа
	Опоры	Балки и колонны	Балки и колонны
IMF	39	32	3,1
SMF	37	36	2,9

Таблица 3 – Средние значения параметрических точек диаграммы деформирования арматурных стержней [17]

Обозначение в соотв. с ASTM A706-Grade 60	Диаметр стержня, мм	Напряжения начала текучести, f_y , МПа	Пределные напряжения f_u , МПа	Предельное удлинение, %	Примечания
#8	25,4	476	648	21	1
#9	28,7	462	641	18	2
#9	28,7	483	690	17	3
#10	32,3	503	731	16	4
#4	12,7	524*	710	14	5
#4	12,7	545*	676	15	6

Примечания:

*относительные деформации, соответствующие началу текучести, $\varepsilon_y = 0,2\%$;

1) Верхние стержни в балке образца IMF и вся арматура балки в образце SMF;

2) Нижние стержни в балке образца IMF;

3) Вертикальные стержни в колоннах образца IMF;

4) Вертикальные стержни в колоннах образца SMF;

5) Поперечное армирование в образце IMF;

6) Поперечное армирование в образце SMF.

3.2 Расчетная схема железобетонной монолитной рамы

Колонны и балки в расчетной схеме описаны стержневыми линейно-упругими конечными элементами. Узлы сопряжения колонн с балками моделировали жесткими вставками. В приопорных зонах балок в стержневые конечные элементы врезаны точечные пластические шарниры изгиба и осевые пластические шарниры растяжения. Колонны в местах сопряжения с балками также имели врезанные точечные пластические шарниры изгиба (рисунок 10). Влияние среза учитывали при ограничении предельных углов поворота на диаграмме пластического шарнира изгиба (« $M - \theta$ »), установленных из критерия разрушения при срезе (как было описано выше).

Нелинейный квазистатический расчет выполняли с контролем вертикальных перемещений. При расчете кроме физически-нелинейной работы шарниров учтена геометрическая нелинейность системы при развитии больших прогибов.

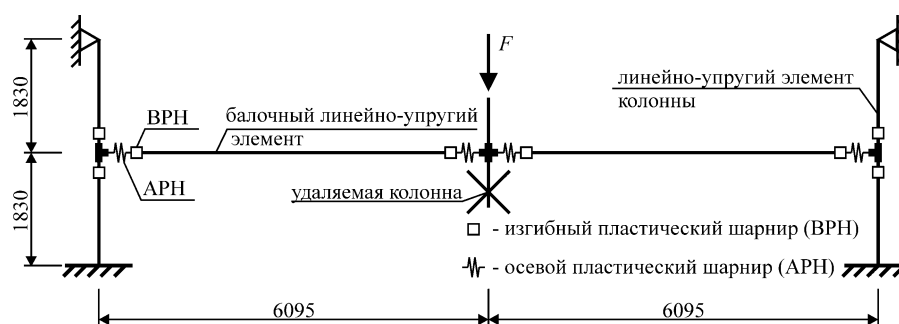


Рисунок 10 – Расчетная схема с врезанными шарнирами

Изгибный пластический шарнир. Диаграмма «момент-угол поворота»

Изгибный пластический шарнир описан диаграммой «момент-угол поворота», полученной на основе расчетной зависимости «момент-кривизна» « $M - \phi$ » для критических сечений. Длина изгибного пластического шарнира, использованная при трансформации диаграммы «момент-кривизна» в диаграмму «момент-угол поворота» в первом приближении принята равной эффективной высоте сечения d (опираясь на характерную картину трещинообразования, полученную в опытах). Изгибающий момент M_y , соответствующий началу текучести в растянутой арматуре и изгибающий момент M_u отражающий достижение

предельных деформаций в сжатом бетоне, а также соответствующие величины кривизны φ_y и φ_u получены из решения уравнений равновесия для рассматриваемых сечений согласно СП 5.03.01[5] (Таблица 4). В данном конкретном случае диаграмма изгибного пластического шарнира «момент-кривизна» генерировалась непосредственно в среде SAP 2000.

Осевые пластические шарниры описаны с помощью диаграмм «N-w» («продольные усилия-продольные перемещения»), параметрические точки которых получены в соответствии с [14,15] и приведены в Таблице 5. Прочностные и деформационные характеристики арматурных стержней приняты в соответствии с таблицей 3. При этом стержни верхнего и нижнего ряда армирования изначально рассматривают отдельно, после чего при описании осевого шарнира определяют равнодействующую усилий в стержнях, полученных в соответствии с диаграммой «N-w».

Таблица 4 – Параметрические точки диаграммы «момент-кривизна» для описания пластических шарниров изгиба

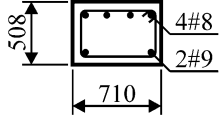
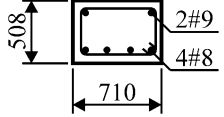
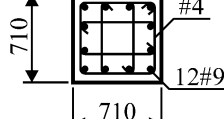
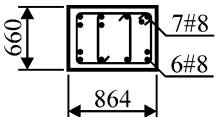
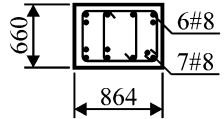
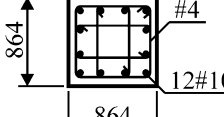
Обр.	Элемент	Сечение ⁽¹⁾	Изгибающий момент			Кривизна	
			M_{cr} ⁽²⁾ Н·мм	M_y Н·мм	M_u Н·мм	φ_y 1/мм	φ_u 1/мм
IMF	балка		9,47E+07	2,56E+08	2,83E+08	6,26E-06	7,72E-05
	балка		9,47E+07	3,97E+08	4,31E+08	6,67E-06	6,38E-05
	колонна		1,85E+08	8,77E+08	1,14E+09	4,74E-06	3,60E-05
SMF	балка		1,82E+08	7,63E+08	8,77E+08	5,04E-06	4,97E-05
	балка		1,82E+08	8,67E+08	9,94E+08	5,15E-06	4,83E-05
	колонна		3,12E+08	1,40E+09	1,86E+09	3,85E-06	3,57E-05
Примечание: 1) сечения в таблице ориентированы таким образом, что растянутая грань находится внизу, а сжатая вверх; 2) M_{cr} – изгибающий момент, соответствующий образованию трещин; 3) общий вид диаграммы «момент-кривизна» см. рисунок 1а.							

Таблица 5 – Параметрические точки диаграммы « $N-w$ » для описания осевых пластических шарниров в балках

Образец	Армирование / диаметр		Параметры диаграммы « <i>N-w</i> »			
			<i>N_y</i> , кН	<i>N_u</i> , кН	<i>w_{end,y}</i> , мм	<i>w_{end,u}</i> , мм
IMF	верхнее	4Ø25,4	936,40	1299,20	0,58	54,16
	нижнее	2Ø28,7	597,76	829,36	0,63	61,18
SMF	верхнее	7Ø25,4	1638,69	2273,60	0,56	51,07
	нижнее	6Ø25,4	1404,59	1948,80	0,56	51,07

Примечание:
1) общий вид диаграммы «*N-w*» см. рисунок 9.

3. Результаты исследования и их анализ

На рисунке 11 показаны диаграммы « $F-\delta$ » для опытных образцов, полученные в результате расчетов, выполненных по предложенной имитационной модели и экспериментальные диаграммы, приведенные в [17]. Как видно из графиков зависимостей, показанных на рисунке 11, численная имитационная модель позволяет адекватно описать полную нелинейную статическую реакцию поврежденной рамы при возрастании прогибов. Учитывая то обстоятельство, что параметром, который наилучшим образом характеризует живучесть, является **энергия деформирования** поврежденной конструктивной системы (численно равна площади, заключенной под кривой « $F-\delta$ »), её использовали в качестве критерия для сравнения результатов расчета и опытных данных. (см. Таблицу 6)

В соответствии с положениями энергетического подхода [19, 20], динамическое сопротивление поврежденной системы при внезапном приложении нагрузки для систем с одной динамической степенью свободы определяют путём деления полной энергии деформирования на величину предельного перемещения. В Таблице 6 представлено сравнение результатов численного моделирования с результатами, полученными экспериментально в [17].

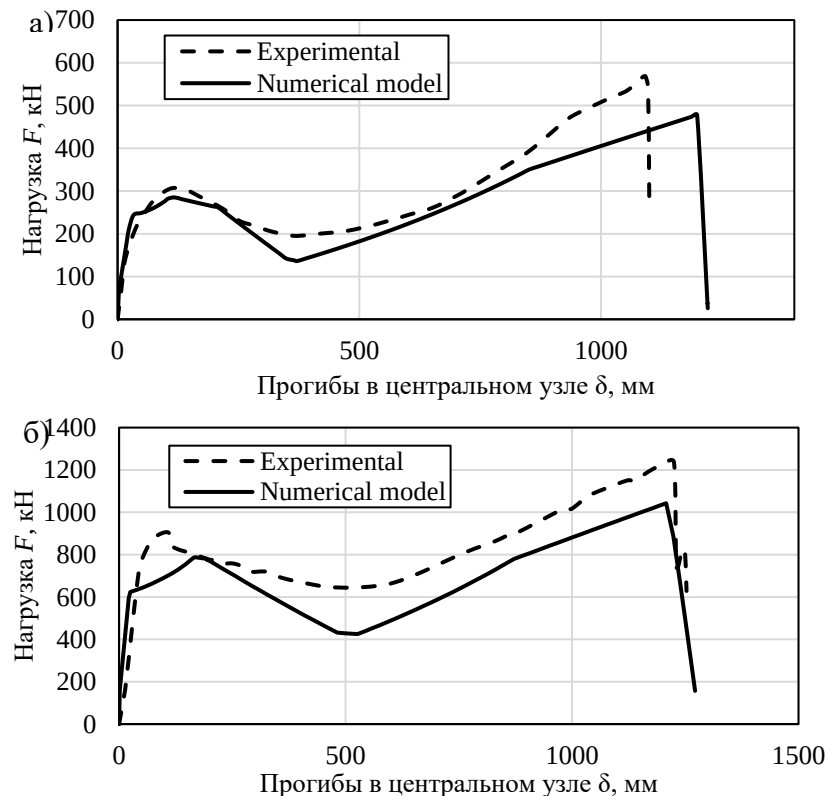


Рисунок 11 – Результаты численного моделирования и результаты, полученные при испытаниях образца IMF (а) и для образца SMF (б) в [17]

Таблица 6 – Сравнение результатов расчета с опытными данными

Образец	Реакция «F-δ» получена	Предельное статическое сопротивление	Предельный прогиб	Энергия деформирования мод. системы	Предельное динамическое сопротивление системы
		F_{ult} , кН	δ_{ult} , мм	E_{int} , кН·мм	$F_{d,ult}$, кН
IMF	эксперимент [32]	568	1092	332840	305
	по числ. мод.	478	1199	339594	283
	Откл. от эксп.	-15,85 %	9,80 %	2,03 %	-7,21 %
SMF	эксперимент [32]	1236	1225	1012787	827
	по числ. мод.	1043	1208	831467	688
	Откл. от эксп.	-15,61 %	-1,39 %	-17,90 %	-16,81 %
Примечание: 1) энергия деформирования E_{int} получена как площадь под кривой квазистатического сопротивления «F-δ» (рис. 4) для каждого случая на соответствующем предельном перемещении δ_{ult} ; 2) предельное динамическое сопротивление $F_{d,ult}$ получено из выражения $F_{d,ult} = E_{int} / \delta_{ult}$.					

Как видно из сравнения результатов, показанного в Таблице 6 и на рисунке 11, предложенная численная модель адекватно предсказывает общий характер поведения системы с учётом реализации мембранных эффектов. Отклонение расчетных значений динамического сопротивления от экспериментальных данных составило 7,21% для образца IMF и 16,81% для образца SMF, что обусловлено как статистической неопределенностью исходных данных, принятыми допущениями, так и ошибкой моделирования для использованного вычислительного комплекса. Вместе с тем, при оценке предельного динамического сопротивления системы решения получаются несколько более консервативными по сравнению с результатами эксперимента.

4. Заключение

1. При выполнении численного анализа, основанного на имитационном моделировании повреждённой конструктивной системы, применяют основные принципы макро моделирования, в соответствии с которыми её нелинейное поведение определяется, главным образом, работой точечных или линейных пластических шарниров. В связи с этим точность полученных результатов во многом зависит от адекватного описания формы и параметрических точек диаграммы, посредством которой моделируют поведение пластического шарнира.

2. Предложено в описание изгибного пластического шарнира вносить ограничения предельных углов поворота с использованием критерия разрушения при срезе. Это позволяет, с одной стороны учесть влияние поперечных сил, а с другой, не снижая точности расчётов, уменьшить число врезаемых пластических шарниров.

3. Осевые шарниры растяжения предложено описывать, не только учитывая предельное растягивающее усилие в горизонтальной арматурной связи, но и рассматривая смещение арматурного стержня относительно бетона (по модели «сцепление-проскальзывание»).

4. Выполненное сравнение результатов расчёта с опытными данными показало их хорошее совпадение (отличия в величине энергии деформирования не более 17%).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Живучесть зданий при особых воздействиях: монография [В.И. Колчунов, В.В. Тур, Н.В. Фёдорова и др.]; Министерство образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, кафедра промышленного и гражданского строительства. - Москва: Издательство МИСИ-МГСУ, 2026 (Библиотека научных разработок и проектов НИУ МГСУ). -264 с.

2. Московцева В.С. Расчёт параметра живучести железобетонных рам со сложнапряженными элементами/В.С. Московцева // Строительство и реконструкция. – 2024-№1-С.88-98. - URL: <https://doi.org/1033979/2073-7416-2024-111-1-88-98> (дата обращения: 12.10.2025. - Текст электронный
3. Колчунов В.И. Направления проектирования конструктивных систем в особых расчётных ситуациях/В.И. Колчунов, В.В. Тур // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. - №7. – С.5-15. – Текст электронный.
4. E. Brunesi, R. Nascimbene, F. Parisi, N. Augenti, Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 104, 65–79 (2015).
5. Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01-20. – Введ. 20.06.20 (с отменой на территории РБ СНБ 5.03.01-2002 и СНиП 2.03.01-84*). – Минск: Стройтехнорм, 2020. – 274 с.
6. ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings/ American Society of Civil Engineers-2017.-<https://lcn.loc.gov/2017047777>.
7. Тур, В. В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: моногр. / В. В. Тур, А. А. Кондратчик. – Брест: БрГТУ, 2000. – 397 с.
8. Cavagnis, F. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models: Thesis Doctor of Philosophy / F. Cavagnis. – Structural concrete laboratory (IBETON), École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), 2017. – 201 p.
9. Muttoni, A. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width / A. Muttoni, M. Fernández Ruiz // *ACI Structural Journal*. – 2008. – Vol. 105, iss. 2. – P. 163–172.
10. Fernández Ruiz, M. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: a mechanical approach to consistently account for size and strain effects / M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Sagaseta // *Engineering Structures*. – 2015. – Vol. 99. – P. 360–372.
11. Muttoni A., Sambos J.T. Shear and punching according to the Critical Shear Crack Theory: Background, Recent development and integration in codes/ *Irbacon Structures and Materials Journal*. -vol.3.-no. 3.-2023.
12. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizahub A. An innovative approach to a safety format for the estimation of structural robustness // *Budownictwo i Architektura*. 2020. №4 (19). С. 67-84.
13. *fib Model Code for Concrete Structures 2020* / CEB-FIP Committee. – Lausanne, 2023. – 389 p.
14. *fib Bulletin 43 Structural connection for precast concrete buildings*// Guide to good practice prepared by Task Group 6.2. – February. - 2008. – 369 p.
15. *fib Bulletin 72 Bond and anchorage of embedded reinforcement*. Background of the *fib Model Code 2010*/ Technical report prepared by Task Group 4.5- May, 2014 – p.156.
16. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14) / ACI Committee 318, American Concrete Institute. – Farmington Hills, 2014. – 524 p.
17. F. Parisi, M. Scalvenzi, Progressive collapse assessment of gravity-load designed European buildings under multi-column loss scenarios. *Engineering Structures*, 238, 112259 (2021).
18. E. Brunesi, R. Nascimbene, F. Parisi, N. Augenti, Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, 104, 65–79 (2015).
19. J. M. Russee, J. S. Owen, Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after sudden column loss. *Engineering Structures*, 99, 28–41 (2015).

REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Tur V.V., Fedorova N.V., et al. *Structural robustness of buildings under exceptional actions*. Moscow: MISI-MGSU Publishers, 2026. 264 p. (In Russian)
2. Moskovtseva V.S. Calculation of robustness parameter for reinforced concrete frames with complex stressed members. *Construction and Reconstruction*. 2024;(1):88–98. (In Russian) DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-88-98
3. Kolchunov V.I., Tur V.V. Directions for designing structural systems in special design situations. *Industrial and Civil Engineering*. 2023;(7):5–15. (In Russian)
4. Brunesi E., Nascimbene R., Parisi F., Augenti N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*. 2015;104:65–79.
5. Concrete and reinforced concrete structures: SP 5.03.01-20. Minsk: Stroytekhnorm, 2020. 274 p. (In Russian)
6. ASCE 41-17. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers; 2017. Available at: <https://lcn.loc.gov/2017047777>
7. Тур В.В., Кондратчик А.А. *Design of reinforced concrete structures under shear forces*. Brest: BrSTU; 2000. 397 p. (In Russian)
8. Cavagnis F. *Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models*. Ph.D. Thesis. Lausanne: EPFL; 2017. 201 p.
9. Muttoni A., Fernández Ruiz M. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*. 2008;105(2):163–172.

10. Fernández Ruiz M., Muttoni A., Sagaseta J. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: a mechanical approach to consistently account for size and strain effects. *Engineering Structures*. 2015;99:360–372.
11. Muttoni A., Sambos J.T. Shear and punching according to the Critical Shear Crack Theory: Background, recent development and integration in codes. *IBRACON Structures and Materials Journal*. 2023;3(3).
12. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizahub A. An innovative approach to a safety format for the estimation of structural robustness. *Budownictwo i Architektura*. 2020;19(4):67–84.
13. *fib Model Code for Concrete Structures 2020*. Lausanne: CEB-FIP Committee; 2023. 389 p.
14. *fib Bulletin 43. Structural connection for precast concrete buildings: Guide to good practice*. Task Group 6.2; 2008. 369 p.
15. *fib Bulletin 72. Bond and anchorage of embedded reinforcement. Background of the fib Model Code 2010*. Task Group 4.5; 2014. 156 p.
16. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)*. Farmington Hills: ACI Committee 318, American Concrete Institute; 2014. 524 p.
17. Parisi F., Scalvenzi M. Progressive collapse assessment of gravity-load designed European buildings under multi-column loss scenarios. *Engineering Structures*. 2021;238:112259.
18. Brunesi E., Nascimbene R., Parisi F., Augenti N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*. 2015;104:65–79.
19. Russee J.M., Owen J.S. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after sudden column loss. *Engineering Structures*. 2015;99:28–41.

Сведения об авторах:

Тур Андрей Викторович, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой архитектуры, УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь. <https://orcid.org/0000-0002-9744-9044>. E-mail: aturphd@gmail.com.

About the authors:

Andrei V. Tur, PhD in Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Architecture, Brest State Technical University, Brest, Belarus. <https://orcid.org/0000-0002-9744-9044>. E-mail: aturphd@gmail.com.

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author has approved the final version.

Статья поступила в редакцию 22.05.2026
Одобрена после рецензирования 02.06.2026
Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 22.05.2026
Approved after reviewing 02.06.2026
Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

ВУ НГОК ТУЕН¹, А.А. ЛИЗОГУБ²¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия²Брестский государственный технический университет, г. Брест, Республика Беларусь

УСТАНОВЛЕНИЕ ФОРМАТОВ БЕЗОПАСНОСТИ ДЛЯ ДИНАМИЧЕСКОГО НЕЛИНЕЙНОГО КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОГО АНАЛИЗА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ ВНЕЗАПНОМ УДАЛЕНИИ НЕСУЩЕЙ КОЛОННЫ

Аннотация. В данном исследовании устанавливаются и оцениваются три формата безопасности для нелинейного конечно-элементного анализа, применяемого к задаче прогрессирующего разрушения железобетонной рамной конструкции в сценарии внезапного удаления несущей колонны. Рассматриваемые форматы включают: метод частных коэффициентов, метод оценки коэффициента вариации и метод общего коэффициента сопротивления. Данные форматы применяются в рамках общей методики оценки сопротивления для определения расчётной несущей способности конструкции. Три метода применяются к железобетонной рамной конструкции для сравнительного и критического анализа результатов прогнозирования несущей способности. Результаты показывают существенные различия между методами. Метод частных коэффициентов и метод общего коэффициента сопротивления, требующие единственного нелинейного конечно-элементного анализа, обеспечивают консервативную оценку несущей способности конструкции, что подтверждается полным разрушением рассматриваемой рамы в обоих случаях. Метод оценки коэффициента вариации, основанный на двух нелинейных конечно-элементных анализах со средними и характеристическими значениями прочности материалов, позволяет более детально учесть изменчивость свойств материалов. Полученные результаты демонстрируют существенное различие в перемещениях конструкции в зависимости от уровня прочности материалов.

Ключевые слова: нелинейный конечно-элементный анализ, форматы безопасности, расчётное глобальное сопротивление, железобетонные конструкции, структурная надёжность, коэффициент безопасности, прогрессирующее обрушение.

Для цитирования: Ву Нгок Туен, Лизогуб А.А. Установление форматов безопасности для динамического нелинейного конечно-элементного анализа железобетонной конструкции при внезапном удалении несущей колонны // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 46-59. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-46-59. EDN: IHLPLS

Research Article

VU NGOC TUYEN¹, A.A. LIZAHUB²¹ Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia² Brest State Technical University, Brest, Belarus

ESTABLISHMENT OF SAFETY FORMATS FOR DYNAMIC NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE UNDER SUDDEN LOAD-BEARING COLUMN REMOVAL

© Ву Нгок Туен, Лизогуб А.А., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Annotation. *This study establishes and evaluates three safety formats for nonlinear finite element analysis applied to the problem of progressive collapse of a reinforced concrete frame structure under the scenario of sudden removal of a load-bearing column. The considered safety formats include the partial factor method, the method of estimating the coefficient of variation, and the global resistance factor method. These formats are applied within the framework of a global resistance assessment approach to determine the design resistance of the structure. The three methods are applied to a reinforced concrete frame structure for comparative and critical analysis of the predicted structural resistance. The results show significant differences between the methods. The partial factor method and the global resistance factor method, each requiring a single nonlinear finite element analysis, provide a conservative estimate of the structural resistance, which is confirmed by the complete collapse of the examined frame in both cases. The method of estimating the coefficient of variation, based on two nonlinear finite element analyses with mean and characteristic values of material strengths, allows for a more detailed consideration of the variability of material properties. The obtained results demonstrate a significant difference in structural displacements depending on the level of material strength.*

Keywords: *NLFEAs, Safety formats, Design global resistance, Reinforced concrete structure, Structural reliability, Safety factor, Progressive collapse.*

For citation: Vu Ngoc Tuyen, Lizogub A.A. Establishment of safety formats for dynamic nonlinear finite element analysis of a reinforced concrete structure under sudden load-bearing column removal. *Building and Reconstruction*. 2026; 3(125): 46-59. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-46-59. EDN: IHLPLS

1. Введение

Прогрессирующее обрушение является особо опасным видом разрушения высотных зданий. Оно начинается с локального отказа одного или нескольких основных несущих элементов (как правило, колонн) и распространяется на соседние элементы, что приводит к полному или частичному обрушению конструкции (1–3). Иницилирующими событиями часто служат аномальные воздействия, не учтённые стандартным проектированием, такие как взрыв газа, удар транспортного средства, пожар или террористические акты. В этом контексте сценарий внезапного удаления несущей колонны рассматривается как типичный случай для оценки сопротивляемости железобетонных рамных конструкций прогрессирующему обрушению.

Оценка надёжности конструкции при сценарии потери колонны сопряжена с трудностями, обусловленными двумя основными особенностями. Во-первых, это динамический и нелинейный характер поведения конструкции. При внезапном удалении колонны конструктивная система вынуждена перераспределять внутренние усилия в предельно короткий промежуток времени. Этот процесс активизирует ярко выраженные динамические и нелинейные эффекты, включая образование пластических шарниров, механизм сжатия свода и цепной механизм в балках и в плитах перекрытий (4). Обычные линейно-статические модели анализа не способны уловить эти эффекты, что требует применения передовых инструментов, таких как нелинейный конечно-элементный анализ. Во-вторых, способность конструкции противостоять прогрессирующему обрушению подвержена влиянию множества факторов неопределённости, которые можно разделить на два типа (5–7): случайная (алеторическая) неопределённость и эпистемическая неопределённость. Случайная неопределённость — это присущая входным параметрам случайность, которую невозможно устранить путём сбора дополнительных данных. В контексте потери колонны к таким неопределённостям относятся: естественная изменчивость прочностных свойств материалов (бетона и арматуры), расхождение между проектными и фактическими размерами, а также случайный характер действующих нагрузок (постоянных, временных и особых) в момент возникновения аварийной ситуации. Эпистемическая неопределённость проистекает из недостатка знаний или ограниченности расчётных моделей. При анализе прогрессирующего обрушения этот тип неопределённости проявляется в выборе модели материала, допущениях о граничных условиях, способности точно моделировать сложные механизмы разрушения (например, взаимодействие между бетоном и арматурой, возникновение и развитие трещин),

а также в точности используемого численного алгоритма. Для решения вышеуказанных задач в fib Model Code 2010 (8) предлагается подход, основанный на различных уровнях аппроксимации (Levels of Approximation – LoA) (9–11). Этот подход позволяет инженеру гибко выбирать уровень сложности анализа, соответствующий конкретным требованиям задачи, тем самым достигая баланса между желаемой точностью и доступными вычислительными ресурсами.

В соответствии с EN 1991-1-7 и ISO 2394:2015 оценка прогрессирующего обрушения рассматривается как часть проверки живучести (structural robustness) в аварийной расчётной ситуации. В этом контексте сценарий внезапного удаления колонны реализует стратегию Alternate Load Path (ALP-метод), при которой модифицированная система должна обеспечить перераспределение усилий и ограничение дополнительных повреждений до допустимого уровня.

На низких уровнях аппроксимации инженер может использовать упрощённые модели сопротивления, основанные на аналитических формулах или коэффициентах динамического усиления (Dynamic amplification factor – DAF), для быстрой оценки остаточной несущей способности конструкции после потери колонны. Такие модели обычно строятся на консервативных допущениях, что позволяет выполнять быструю и экономичную оценку, подходящую для стадии предварительного проектирования или для сооружений с низким уровнем ответственности. Напротив, на высоких уровнях аппроксимации инженер может применять уточнённые численные методы, такие как нелинейный конечно-элементный (12–14). Нелинейный конечно-элементный анализ позволяет детально моделировать поведение конструкции, учитывая все нелинейные свойства материалов (пластификацию стали, трещинообразование и разрушение бетона) и геометрическую нелинейность, что даёт возможность точно анализировать процесс формирования альтернативных механизмов сопротивления, таких как балочный механизм, механизм сжатого свода и цепной механизм после потери колонны. Однако применение нелинейного конечно-элементного анализа должно осуществляться в рамках согласованных форматов безопасности (safety formats) (8,15,16) для обработки источников неопределённости и обеспечения того, чтобы результаты анализа можно было надёжно использовать в проектировании.

Общая цель настоящего исследования – установление и оценка форматов безопасности для нелинейного конечно-элементного анализа, применяемого к задаче прогрессирующего обрушения железобетонной рамной конструкции в сценарии потери несущей колонны. Рассматриваемые форматы безопасности включают три метода глобального сопротивления: метод частных коэффициентов, метод оценки коэффициента вариации и метод общего коэффициента сопротивления. Для выяснения способов применения и сравнения вышеуказанных форматов безопасности построены иллюстративные примеры для одной и той же железобетонной рамной конструкции с использованием единых входных значений, что позволяет проанализировать различия в расчётных значениях сопротивления, полученных разными методами.

Результаты настоящего исследования предоставят научную основу для выбора и применения соответствующих форматов безопасности в нелинейном конечно-элементном анализе применительно к задаче прогрессирующего обрушения железобетонных рамных конструкций. Это будет способствовать повышению надёжности проектирования и поможет оптимизировать вычислительные затраты, обеспечивая эффективную поддержку инженеров в практике проектирования и оценки сооружений.

2. Модели и методы

2.1. «Локальный» и «глобальный» подходы к проектированию и оценке конструкций

Согласно обычной практике и действующим нормативным документам, проектирование или оценка новых и существующих конструкций выполняется на основе анализа поперечного сечения. Данный подход, определяемый как «локальный», основан на сравнении расчётного внутреннего усилия (E_d) с расчётным сопротивлением (R_d) (например, изгибающего момента, поперечной силы и продольного усилия) согласно неравенству $E_d \leq R_d$ (8,17,18). Обычно применяется метод предельных состояний, в котором внутренние усилия E_d оцениваются с помощью линейно-упругого анализа с учётом эффектов внешних нагрузок (при линейной суперпозиции), а сопротивление сечения R_d оценивается для рассматриваемого предельного состояния по несущей способности и деформативности. Локальный подход предполагает только проверки по поперечным сечениям каждого отдельного элемента, игнорируя фактическое глобальное поведение и постепенное перераспределение внутренних усилий в железобетонной конструкции.

Локальный анализ очень эффективен при использовании низких уровней аппроксимации (8), позволяя вводить упрощающие предположения при определении расчётной схемы конструкции, определяющих соотношений и механизмов сопротивления. Однако в контексте оценки прогрессирующего обрушения вследствие потери колонны этот подход обнаруживает множество ограничений, так как не позволяет уловить способность мобилизации альтернативных механизмов сопротивления всей конструктивной системы.

Напротив, когда оценка безопасности конструкции выполняется с использованием более высоких уровней аппроксимации (8) с применением уточнённого нелинейного анализа, глобальная способность железобетонной конструкции к перераспределению внутренних усилий при конкретном условии нагружения не может быть проигнорирована. В этом контексте использование нелинейных конечно-элементных анализов влечёт за собой применение «глобального» подхода к оценке конструкции, сравнивающего глобальное внешнее воздействие при конкретном сочетании нагрузок и глобальное сопротивление конструкции согласно уравнению:

$$F_d \leq R_d = \frac{R_{rep}}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}, \quad (1)$$

где F_d представляет собой расчётное значение внешних воздействий, R_d – расчётное глобальное сопротивление, R_{rep} обозначает глобальное сопротивление конструкции, оцениваемое в соответствии с выбранным форматом безопасности, γ_R – глобальный коэффициент безопасности по сопротивлению, учитывающий неопределённости, связанные с присущей случайностью свойств материалов, а γ_{Rd} – глобальный коэффициент безопасности, представляющий неопределённости модели. Рекомендуемые значения коэффициента γ_{Rd} составляют: 1,0 для моделей без неопределённостей, 1,06 для моделей с низкой неопределённостью и 1,1 для моделей с высокой неопределённостью.

Перераспределение внутренних усилий, учитываемое при глобальной проверке, также является обоснованием для применения сложных нелинейных моделей, таких как нелинейный конечно-элементный анализ. Согласно рекомендациям fib Model Code 2010, в нелинейном конечно-элементном анализе значение коэффициента γ_{Rd} принимается равным 1,06. Следует подчеркнуть, что калибровка коэффициентов γ_R и γ_{Rd} является полностью некоррелированной (7), и выбор конкретного значения γ_{Rd} не влияет на вычисление γ_R . Условие проектирования согласно уравнению (1) может быть сформулировано в терминах внешних нагрузок, перемещений, вынужденных деформаций, ускорений или других воздействий окружающей среды. Различие между двумя подходами поясняется на рисунке 1.

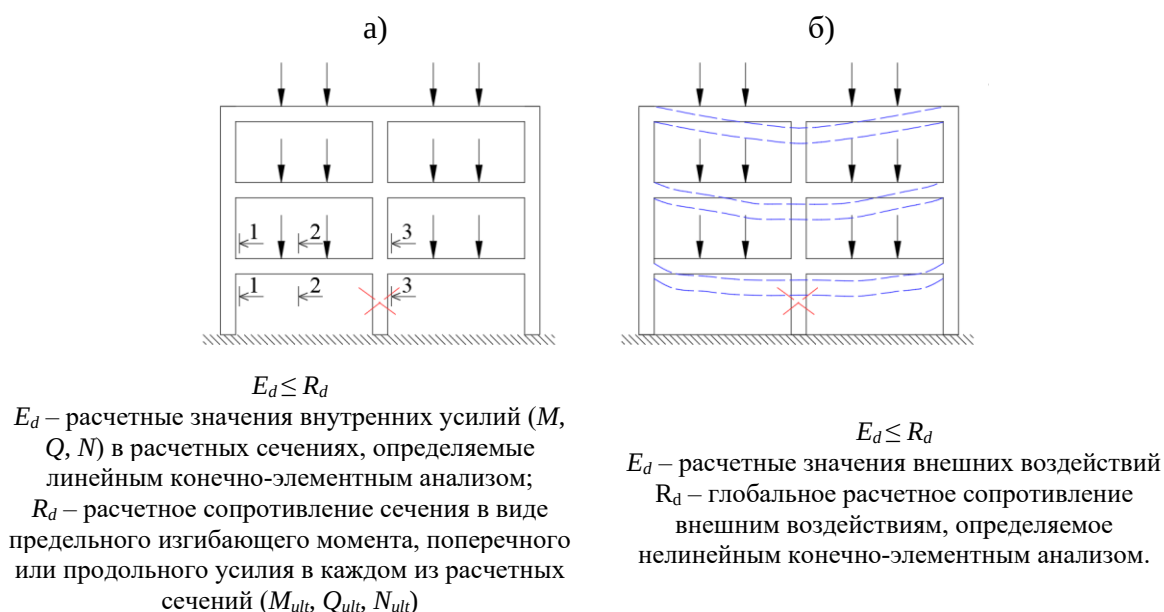


Рисунок 1 - Сравнение локального (а) и глобального (б) анализа конструкций

2.2. Форматы безопасности на основе глобального подхода для нелинейного конечно-элементного анализа

В условиях аварийных расчётных ситуаций, связанных с прогрессирующим обрушением, выбор целевого индекса надёжности требует специального обоснования. Несмотря на отсутствие единого общепринятого подхода, положения ISO 2394:2015 и результаты исследований, представленные в работе (19), указывают, что для редких иницирующих событий допустимый уровень надёжности может быть существенно ниже, чем для обычных эксплуатационных ситуаций. Это связано с крайне малой частотой возникновения иницирующего воздействия, вследствие чего условная вероятность отказа модифицированной системы допускает применение сниженного целевого индекса надёжности порядка $\beta \approx 1,5$, что заметно ниже традиционного значения $\beta = 3,8$, используемого при нормальных условиях проектирования, но требует дополнительного обоснования.

В рамках глобального подхода определение расчётного сопротивления R_d по результатам нелинейного конечно-элементного анализа должно соответствовать согласованным форматам безопасности для обработки источников неопределённости. В данном исследовании рассматриваются три различных формата безопасности, все из которых основаны на едином наборе общих предположений для обеспечения сопоставимости методов. В качестве целевого индекса надёжности принято значение $\beta = 3,8$, рекомендуемое для обычных конструкций со сроком службы 50 лет и средними последствиями разрушения, что соответствует вероятности разрушения $P_f \approx 7,2 \times 10^{-5}$. Коэффициент чувствительности FORM принят равным $\alpha_R = 0,8$, что представляет степень вклада переменной сопротивления, в данном случае максимального перемещения конструкции, в общую надёжность системы и обычно используется в предположении, что переменная сопротивления является доминирующим фактором в задаче. Коэффициент безопасности модели γ_{Rd} применяется для учёта отклонений, обусловленных ограничениями численной модели, таких как выбор модели материала, размер сетки элементов и граничные условия, по сравнению с фактическим поведением конструкции. Согласно рекомендации fib Model Code 2010 (8) для нелинейного конечно-элементного анализа, этот коэффициент принимается равным $\gamma_{Rd} = 1,06$.

2.2.1. Метод частных коэффициентов (PFM)

Метод частных коэффициентов является простейшим форматом безопасности среди рассматриваемых методов. Основная идея этого метода заключается в использовании единственного нелинейного конечно-элементного анализа со значениями прочности

материалов, пониженными путём деления характеристических значений на соответствующие частные коэффициенты безопасности. Согласно данному методу (8), расчётное сопротивление R_d определяется по формуле:

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(f_d)}{\gamma_{Rd}}, \quad (2)$$

где $R_{NLFEA}(f_d)$ – глобальное сопротивление конструкции, оценённое с помощью единственного нелинейного конечно-элементного анализа с использованием расчётных значений прочности материалов f_d . Расчётное значение прочности материала определяется как отношение характеристического значения f_k к соответствующему частному коэффициенту безопасности γ_m :

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}, \quad (3)$$

где γ_m – частный коэффициент безопасности, установленный в нормативных документах. Для бетона $\gamma_c = 1,5$; для арматуры $\gamma_s = 1,15$ (8) (20).

Характеристическое значение прочности материала f_k определяется как 5%-ная квантиль статистического распределения прочности материала. Это означает:

$$P(f \leq f_k) = 0,05 \text{ или } P(f > f_k) = 0,95, \quad (4)$$

где f – фактическая прочность материала (случайная величина). Простыми словами: 95% образцов имеют прочность больше или равную характеристическому значению, и только 5% образцов имеют прочность ниже этого значения.

Характеристическое значение определяется из результатов испытаний на достаточно большом количестве образцов. Предполагая, что прочность бетона подчиняется логнормальному распределению со средним значением μ и стандартным отклонением σ , то:

$$f_k = \mu \cdot \exp\left(-1,645 \cdot \sqrt{\ln(1 + V^2)}\right), \quad (5)$$

где $V = \sigma/\mu$ коэффициент вариации.

Для обычного бетона коэффициент вариации обычно находится в диапазоне 10–15%, что приводит к характеристическому значению ниже среднего примерно на 8–12 МПа. Для арматуры согласно JCSS Probabilistic Model Code рекомендуемое значение коэффициента вариации составляет 5%.

Метод PFM основан на предположении, что одновременное снижение прочности всех материалов до расчётных значений приводит к консервативной оценке несущей способности конструкции.

2.2.2. Метод оценки коэффициента вариации (ECOV)

Метод оценки коэффициента вариации (8) относится к группе форматов безопасности, основанных на определении коэффициента вариации V_R глобального сопротивления конструкции. Согласно данному методу, расчётное сопротивление R_d определяется по формуле:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{R_{NLFEA}(f_m)}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}, \quad (6)$$

где R_m – сопротивление конструкции, предсказанное нелинейным конечно-элементным анализом с использованием средних значений свойств материалов ($R_m = R_{NLFEA}(f_m)$), представляющее «ожидаемую» несущую способность конструкции.

Глобальный коэффициент безопасности по сопротивлению γ_R определяется на основе предположения о логнормальном распределении общей несущей способности конструкции по формуле:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R), \quad (7)$$

где $\alpha_R = 0,8$ – коэффициент чувствительности FORM, $\beta = 3,8$ – целевой индекс надёжности, а V_R – коэффициент вариации распределения глобального сопротивления конструкции.

Метод оценки коэффициента вариации использует упрощённый подход, оценивая V_R на основе всего двух нелинейных конечно-элементных анализов: одного со средними значениями свойств материалов, дающего результат R_m , и одного с характеристическими значениями свойств материалов, дающего результат R_k . Коэффициент вариации определяется по формуле

$$V_R = \frac{1}{1,65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right) = \frac{1}{1,65} \ln \left(\frac{R_{NLFEA}(f_m)}{R_{NLFEA}(f_k)} \right), \quad (8)$$

где $R_k = R_{NLFEA}(f_k)$ представляет собой сопротивление конструкции, соответствующее характеристическим значениям свойств материалов.

Следует отметить, что перенос понятия «характеристического значения» с уровня материала на уровень глобального сопротивления конструкции не является тривиальным. Численные исследования [18] показывают, что глобальное сопротивление R_k , полученное при использовании характеристических значений прочности материалов f_{ck} , f_{yk} , как правило, соответствует квантилю порядка 1% распределения сопротивления, а не 5%, что ставит под сомнение корректность применения стандартного значения $t=1,65$ в оценке коэффициента вариации ECOV.

2.2.3. Метод общего коэффициента сопротивления (GRF)

Метод общего коэффициента сопротивления (8) (20) является ещё одним простым форматом безопасности, аналогичным методу частных коэффициентов в том смысле, что требует только одного нелинейного конечно-элементного анализа, но имеет другой подход к определению представительного значения сопротивления конструкции. Согласно этому методу, расчётное сопротивление R_d определяется по формуле:

$$R_d = \frac{R_{rep}(f_{cmd}, f_{ym})}{\gamma_{GL}}, \quad (9)$$

где γ_{GL} представляет собой глобальный коэффициент безопасности. Значение $\gamma_{GL} = 1,27$ взято из рекомендаций fib Model Code 2010 (8), что соответствует глобальному коэффициенту сопротивления γ_R в предположении $\gamma_{Rd} = 1,0$.

Представительное значение глобального сопротивления R_{rep} определяется с помощью единственного нелинейного конечно-элементного анализа с использованием значений прочности материалов, откорректированных согласно правилам метода общего коэффициента сопротивления. В частности, для арматуры используется среднее значение предела текучести $f_{ym} = 1,1 f_{yk}$, где f_{yk} – характеристический предел текучести, представляющий собой 5%-ную квантиль. Для бетона используется пониженное значение прочности на сжатие $f_{cmd} = 0,85 f_{ck}$, где f_{ck} – характеристическая прочность на сжатие, также представляющая собой 5%-ную квантиль.

3. Результаты исследования и их анализ

3.1. Нелинейные конечно-элементные анализы трёхэтажной двухпролётной железобетонной рамы

Для выполнения иллюстративных примеров трёх форматов безопасности, представленных в следующих разделах, в данном исследовании в качестве объекта анализа используется железобетонная рама. Железобетонная рама имеет размеры с высотой этажа 0,5 м и пролётом балки 1,0 м. На рисунке 1 представлена геометрическая схема трёхэтажной двухпролётной железобетонной рамы с указанием положения внезапно удаляемой колонны, которой является средняя колонна первого этажа. Геометрические и материальные характеристики железобетонной рамы подробно обобщены в таблице 1.

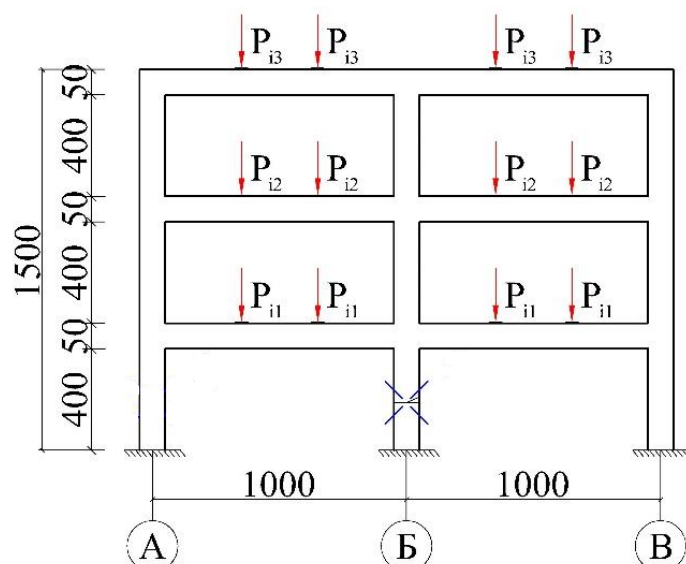


Рисунок 2 - Геометрическая схема трёхэтажной двухпролётной железобетонной рамы и положение удаляемой колонны

Таблица 1 - Геометрические и материальные характеристики железобетонной рамы

Элемент	Размеры (мм)	Бетон	Арматура	Продольная арматура	Поперечная арматура
Колонны и балки	50 × 100	C30/37	CB400-V	2Ф6	Ф1,5 с шагом 50 мм или 100 мм

Эксплуатационная нагрузка, действующая на раму, приложена в виде сосредоточенных сил, расположенных в точках на балке каждого этажа. В частности, сосредоточенная нагрузка $P_1 = 2,66$ кН приложена в четырёх точках на балке первого этажа; сосредоточенная нагрузка $P_2 = 2,16$ кН приложена в четырёх точках на балке второго этажа; на балке третьего этажа сосредоточенная нагрузка величиной $P_3 = 1,55$ кН также приложена в четырёх аналогичных точках. На рисунке 3 представлена трёхмерная конечно-элементная модель железобетонной рамы, выполненная в программном комплексе LS-DYNA.

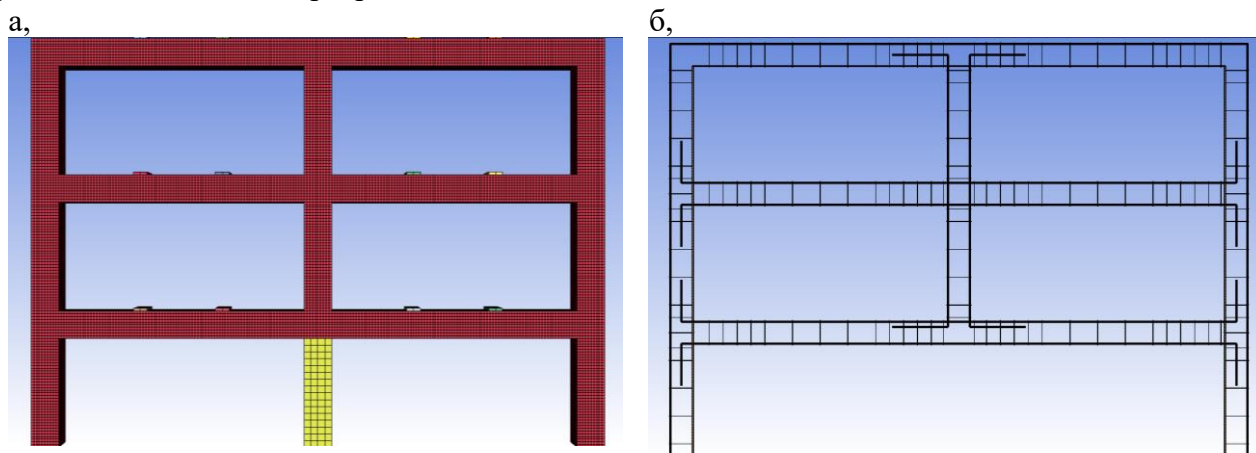


Рисунок 3 - Трёхмерная конечно-элементная модель железобетонной рамы в LS-DYNA (а) и арматурный каркас (б)

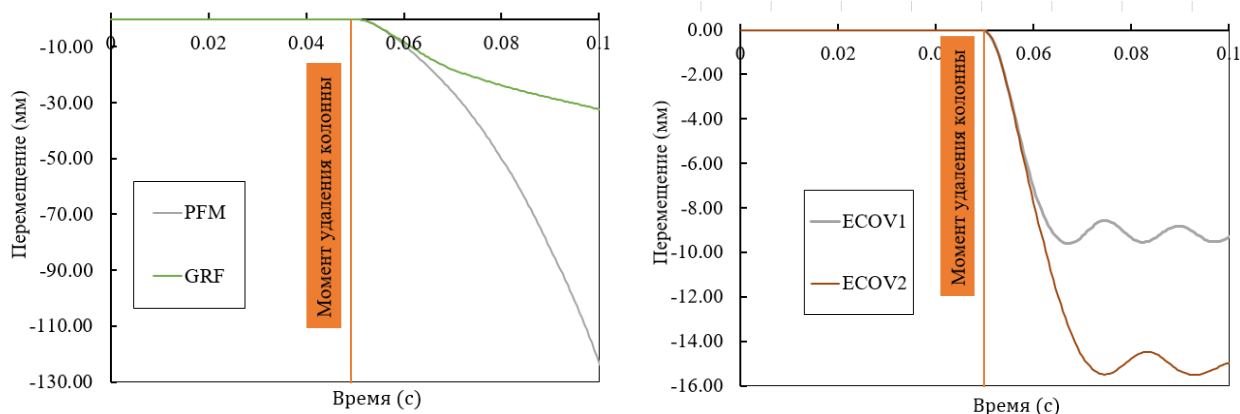


Рисунок 4 - Кривая зависимости перемещения от времени в точке над удалённой колонной: а – По PFM и GRF; б – по ECOV

Всего было выполнено четыре нелинейных конечно-элементных анализа в программном комплексе LS-DYNA с использованием детализированной конечно-элементной модели, включающей восьмиузловые объёмные элементы для бетона и двухузловые балочные элементы Хьюза – Лю для арматуры. Модель материала *MAT_CSCM использовалась для бетона, а *MAT_024 – для арматуры, с параметрами, откалиброванными в соответствии с рекомендациями fib Model Code 2010. На рисунке 4 представлена кривая зависимости перемещения от времени. На рисунке 4 представлено напряжённо-деформированное состояние железобетонной рамы в момент окончания анализа при $t = 0,15$ с.

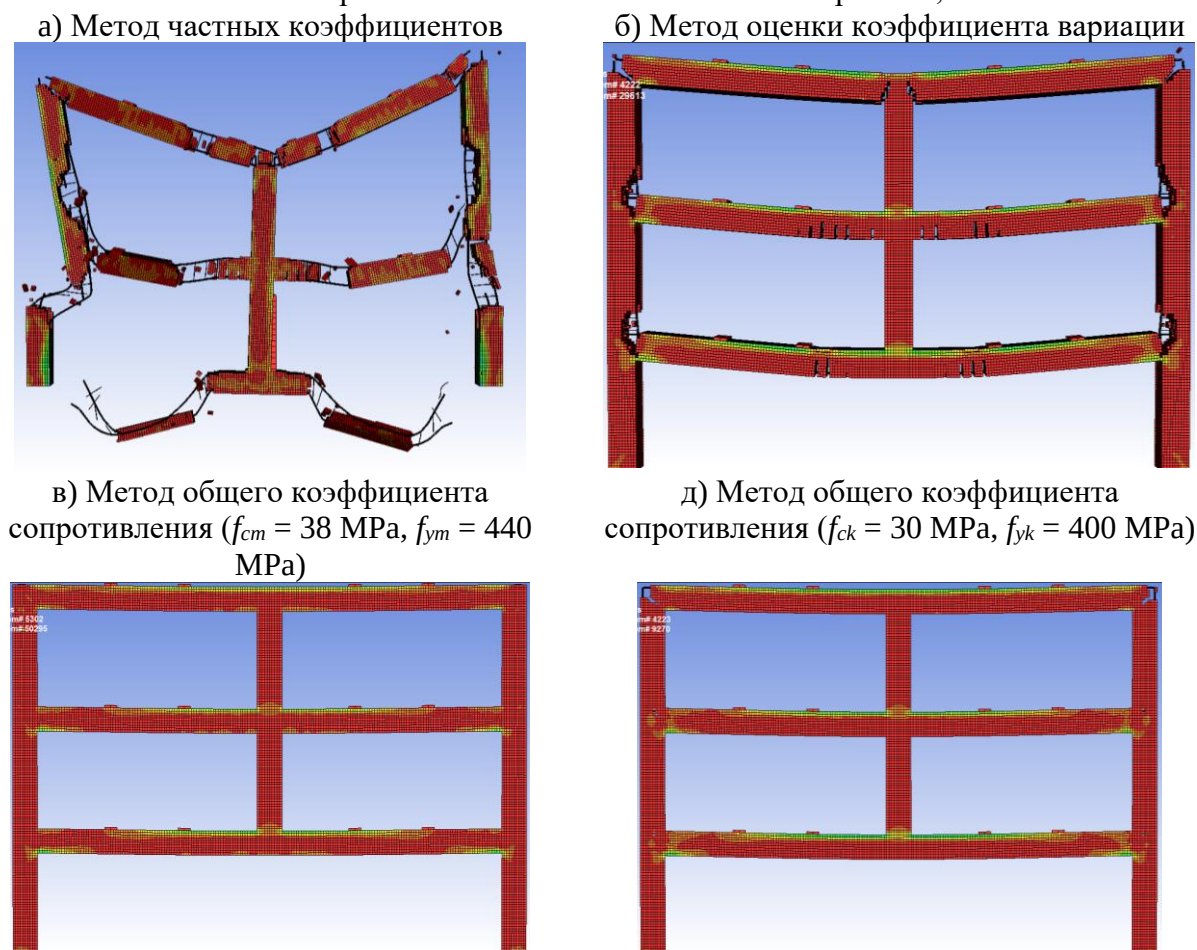


Рисунок 5 - Напряжённо-деформированное состояние железобетонной рамы в момент окончания анализа (при $t = 0,15$ с) при нелинейном конечно-элементном анализе

Входные результаты, полученные из нелинейных конечно-элементных анализов, представлены в таблице 2.

Таблица 2 - Сводка выходных результатов нелинейных конечно-элементных анализов

Метод	Входные значения	Максимальное перемещение (мм)	полупериод колебаний T/2 (с)
Метод частных коэффициентов (PFM)	$f_{cd} = 20$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа	-	- (разрушение)
Метод оценки коэффициента вариации (GRF)	$f_{cmd} = 25,5$ МПа, $f_{ym} = 440$ МПа	-	- (разрушение)
Метод общего коэффициента сопротивления (ECOV)	$f_{cm} = 38$ МПа, $f_{ym} = 440$ МПа	9,608	0,0170
	$f_{ck} = 30$ МПа, $f_{yk} = 400$ МПа	15,495	0,0245

3.2. Иллюстративный пример метода частных коэффициентов

Согласно методу частных коэффициентов, расчётное сопротивление R_d определяется на основе единственного нелинейного конечно-элементного анализа с использованием значений прочности материалов в расчётном состоянии. Конструкция запроектирована с применением бетона класса прочности C30/37, имеющего характеристическую прочность на сжатие $f_{ck} = 30$ МПа, и арматуры класса СВ400-V с характеристическим пределом текучести $f_{yk} = 400$ МПа. В соответствии с fib Model Code 2010 (8) и обычными нормативными документами по проектированию, частные коэффициенты безопасности для бетона и арматуры принимаются равными $\gamma_c = 1,5$ и $\gamma_s = 1,15$ соответственно. Исходя из этих значений, расчётная прочность бетона определяется как

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ МПа},$$

а расчётная прочность арматуры составляет:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 400/1,15 \approx 348 \text{ МПа}.$$

Полученные значения $f_{cd} = 20$ МПа и $f_{yd} \approx 348$ МПа используются в качестве входных параметров для модели материала в нелинейном конечно-элементном анализе. Выполнение нелинейного конечно-элементного анализа с этими значениями показывает, что сразу после внезапного удаления средней колонны первого этажа конструкция не способна сохранять устойчивость и происходит её полное разрушение.

Данный результат отражает характерную особенность метода частных коэффициентов: одновременное снижение прочности как бетона, так и арматуры до расчётных значений приводит к прогнозированию существенного снижения несущей способности конструкции. Хотя такой подход обеспечивает абсолютную безопасность, во многих случаях он может приводить к излишне консервативной оценке.

Согласно правилам метода общего коэффициента сопротивления, представительное значение глобального сопротивления R_{rep} определяется на основе единственного нелинейного конечно-элементного анализа с использованием скорректированных значений прочности материалов. В частности, для арматуры класса СВ400-V применяется среднее значение предела текучести: $f_{ym} = 1,1 f_{yk} = 1,1 \times 400 = 440$ МПа. Для бетона класса C30/37 используется пониженное значение прочности на сжатие: $f_{cmd} = 0,85 f_{ck} = 0,85 \times 30 = 25,5$ МПа.

Выполнение нелинейного конечно-элементного анализа с этими значениями показывает, что конструкция также не способна выдержать действующую нагрузку после внезапного удаления средней колонны первого этажа, и происходит её полное разрушение.

Метод оценки коэффициента вариации требует выполнения двух нелинейных конечно-элементных анализов: один анализ с использованием средних значений прочности материалов, и второй анализ с использованием характеристических значений. Для рассматриваемой железобетонной рамы первый анализ выполняется со средней прочностью бетона и средней прочностью арматуры. Средняя прочность бетона принимается равной $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38$ МПа, а средняя прочность арматуры принимается равной $f_{ym} = 1,1 f_{yk} = 440$ МПа. Результаты анализа показывают, что максимальное перемещение в точке над удалённой колонной после первого полупериода колебаний составляет 9,608 мм, при этом первый полупериод колебаний $T/2 = 0,0170$ с.

Второй анализ выполняется с использованием характеристических значений прочности материалов: $f_{ck} = 30$ МПа для бетона и $f_{yk} = 400$ МПа для арматуры. Результаты анализа дают соответствующее максимальное перемещение, равное 15,495 мм, при первом полупериоде колебаний $T/2 = 0,0245$ с.

Результаты, представленные в таблице 2, показывают явные различия между методами. Что касается метода частных коэффициентов и метода общего коэффициента сопротивления, оба метода используют единственный нелинейный конечно-элементный анализ, но дают схожие результаты относительно несущей способности конструкции. В методе частных коэффициентов с одновременным использованием сильно пониженных расчётных значений прочности ($f_{cd} = 20$ МПа, $f_{yd} \approx 348$ МПа) конструкция разрушается полностью сразу после потери колонны. Метод общего коэффициента сопротивления, хотя также требует только одного нелинейного конечно-элементного анализа, использует несколько менее пониженную прочность бетона ($f_{cmd} = 25,5$ МПа) и средний уровень прочности арматуры ($f_{ym} = 440$ МПа). Результаты анализа показывают, что конструкция также подвергается полному разрушению, что свидетельствует о том, что при данном уровне нагрузки, действующей на раму, даже при использовании средних или незначительно пониженных значений прочности материалов несущая способность конструкции оказывается недостаточной для сохранения устойчивости. Это отражает консервативный характер обоих методов, которые обеспечивают абсолютную безопасность, но могут приводить к неэкономичному проектированию.

Что касается метода оценки коэффициента вариации, он требует двух нелинейных конечно-элементных анализов с использованием средних и характеристических значений прочности материалов. При использовании характеристических значений прочности материалов (более низких) конструкция даёт большие перемещения по сравнению с использованием средних значений прочности (более высоких).

4. Заключение

В настоящем исследовании рассмотрены три формата безопасности для нелинейного конечно-элементного анализа железобетонных рамных конструкций при сценарии внезапного удаления колонны: метод частных коэффициентов, метод общего коэффициента сопротивления и метод оценки коэффициента вариации. На основе выполненных анализов можно сделать следующие выводы.

Метод частных коэффициентов и метод общего коэффициента сопротивления, требующие единственного нелинейного конечно-элементного анализа, обеспечивают консервативную оценку несущей способности конструкции, что подтверждается полным разрушением рассматриваемой рамы в обоих случаях. Такой подход обеспечивает высокий уровень безопасности, однако может приводить к избыточным требованиям при проектировании и реконструкции.

Метод оценки коэффициента вариации, основанный на двух нелинейных конечно-элементных анализах со средними и характеристическими значениями прочности материалов, позволяет более детально учесть изменчивость свойств материалов. Полученные результаты демонстрируют существенное различие в перемещениях конструкции в зависимости от уровня прочности материалов. Вместе с тем анализ показал, что классическая формулировка

ECOV содержит статистические ограничения, связанные с некорректным предположением о квантильной природе величины R_k , что согласуется с выводами современных исследований.

Сопоставление результатов подчёркивает необходимость дальнейшего совершенствования форматов безопасности для NLFEA в задачах прогрессирующего обрушения. Перспективными направлениями являются: уточнение статистической модели глобального сопротивления, применение непараметрических методов на основе порядковой статистики, а также калибровка коэффициентов безопасности с учётом специфики аварийных расчётных ситуаций и фактического уровня неопределённостей численных моделей. Развитие этих подходов позволит повысить надёжность и рациональность проектных решений, обеспечивая более точную и обоснованную оценку робастности железобетонных конструкций.

5. Благодарности

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

Исследование выполнено в рамках гранта Белорусского республиканского фонда фундаментальных исследований No T23РНФМ-060.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Engineering Structures*. 2018. № 173. С. 122–149. DOI:10.1016/j.engstruct.2018.06.082.
2. Byfield M., Mudalige W., Morison C., Stoddart E. A review of progressive collapse research and regulations // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 2014. № 8(167). С. 447–456. DOI:10.1680/STBU.12.00023.
3. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // *Case Studies in Construction Materials*. 2019. № 11. С. e00264. DOI:10.1016/J.CSCM.2019.E00264.
4. Kang S.B., Wang S., Gao S. Analytical study on one-way reinforced concrete beam-slab sub-structures under compressive arch action and catenary action // *Engineering Structures*. 2020. № 206. С. 110032. DOI:10.1016/J.ENGSTRUCT.2019.110032.
5. Kiureghian A. Der, Ditlevsen O. Aleatory or epistemic? Does it matter? // *Structural Safety*. 2009. № 2(31). С. 105–112. DOI:10.1016/j.strusafe.2008.06.020.
6. Castaldo P., Gino D., Carbone V.I., Mancini G. Framework for definition of design formulations from empirical and semi-empirical resistance models // *Structural Concrete*. 2018. № 4(19). С. 980–987. DOI:10.1002/suco.201800083.
7. Castaldo P., Gino D., Bertagnoli G., Mancini G. Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures // *Engineering Structures*. 2018. № 176. С. 746–762. DOI:10.1016/j.engstruct.2018.09.041.
8. Fib-federation internationale du beton. fib model code for concrete structures 2010. – John Wiley & Sons; 2013.
9. Muttoni A., Ruiz M.F. Levels-of-approximation approach in codes of practice // *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*. 2012. № 2(22). С. 190–194. DOI:10.2749/101686612X13291382990688.
10. Mancini G., Carbone V.I., Bertagnoli G., Gino D. Reliability-based evaluation of bond strength for tensed lapped joints and anchorages in new and existing reinforced concrete structures // *Structural Concrete*. 2018. № 3(19). С. 904–917. DOI:10.1002/suco.201700082.
11. Cervenka V. Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010 // *Structural Concrete*. 2013. № 1(14). С. 19–28. DOI:10.1002/SUCO.201200022.
12. fib Bulletin N°45: Practitioner's guide to finite element modelling of reinforced concrete structures – State of the art report, Lausanne; 2008.
13. NIST GCR 17-917-46v3. Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, U.S. Department of Commerce, Engineering Laboratory National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, USA; 2017.
14. Pham A.T., Tan K.H., Yu J. Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse // *Engineering Structures*. 2017. № 149. С. 2–20. DOI:10.1016/j.engstruct.2016.07.042.
15. Allaix D.L., Carbone V.I., Mancini G. Global safety format for non-linear analysis of reinforced concrete structures // *Structural Concrete*. 2013. № 1(14). С. 29–42. DOI:10.1002/suco.201200017.

16. Castaldo P., Gino D. M.G. Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals // *Engineering Structures*. 2019. № 193. C. 136–153. DOI:10.1016/J.ENGSTRUCT.2019.05.029.
17. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1990: Eurocode - basis of structural design. Brussels (Belgium): CEN; 2002.
18. Castaldo P., Gino D., Bertagnoli G., Mancini G. Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures // *Engineering Structures*. 2018. № 176. C. 746–762. DOI:10.1016/j.engstruct.2018.09.041.
19. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizahub A. An innovative safety format for structural system robustness checking // *Budownictwo i Architektura / Civil and Architectural Engineering*. 2020. № 4(19). C. 067–079. DOI:10.35784/BUD-ARCH.2133.
20. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1992-1-1: Eurocode 3: design of concrete structures – Part 1–1: general rules and rules for buildings. Brussels (Belgium): CEN; 2004.

REFERENCES

1. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*. 2018. No. 173. Pp. 122–149.
2. Byfield M., Mudalige W., Morison C., Stoddart E. A review of progressive collapse research and regulations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 2014. Vol. 167. No. 8. Pp. 447–456.
3. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion. *Case Studies in Construction Materials*. 2019. No. 11.
4. Kang S.B., Wang S., Gao S. Analytical study on one-way reinforced concrete beam-slab sub-structures under compressive arch action and catenary action. *Engineering Structures*. 2020. No. 206.
5. Kiureghian A. Der, Ditlevsen O. Aleatory or epistemic? Does it matter?. *Structural Safety*. 2009. Vol. 31. No. 2. Pp. 105–112.
6. Castaldo P., Gino D., Carbone V.I., Mancini G. Framework for definition of design formulations from empirical and semi-empirical resistance models. *Structural Concrete*. 2018. Vol. 19. No. 4. Pp. 980–987.
7. Castaldo P., Gino D., Bertagnoli G., Mancini G. Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures. *Engineering Structures*. 2018. No. 176. Pp. 746–762.
8. Fib-federation internationale du beton. fib model code for concrete structures 2010. – *John Wiley & Sons*; 2013.
9. Muttoni A., Ruiz M.F. Levels-of-a pproximation approach in codes of practice. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*. 2012. Vol. 22. No. 2. Pp. 190–194.
10. Mancini G., Carbone V.I., Bertagnoli G., Gino D. Reliability-based evaluation of bond strength for tensed lapped joints and anchorages in new and existing reinforced concrete structures. *Structural Concrete*. 2018. Vol. 19. No. 3. Pp. 904–917.
11. Cervenka V. Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010. *Structural Concrete*. 2013. Vol. 14. No. 1. Pp. 19–28.
12. fib Bulletin No 45: Practitioner's guide to finite element modelling of reinforced concrete structures – *State of the art report, Lausanne*; 2008.
13. NIST GCR 17-917-46v3. Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, U.S. Department of Commerce, *Engineering Laboratory National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, USA*; 2017.
14. Pham A.T., Tan K.H., Yu J. Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse. *Engineering Structures*. 2017. No. 149. Pp. 2–20.
15. Allaix D.L., Carbone V.I., Mancini G. Global safety format for non-linear analysis of reinforced concrete structures. *Structural Concrete*. 2013. Vol. 14. No. 1. Pp. 29–42.
16. Castaldo P., Gino D. M.G. Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals. *Engineering Structures*. 2019. No. 193. Pp. 136–153.
17. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1990: Eurocode - basis of structural design. *Brussels (Belgium): CEN*; 2002.
18. Castaldo P., Gino D., Bertagnoli G., Mancini G. Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures // *Engineering Structures*. 2018. № 176. C. 746–762. DOI:10.1016/j.engstruct.2018.09.041.
19. Tur A., Tur V., Derechennik S., Lizahub A. An innovative safety format for structural system robustness checking. *Budownictwo i Architektura / Civil and Architectural Engineering*. 2020. Vol. 19. No. 4. Pp. 067–079.
20. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1992-1-1: Eurocode 3: design of concrete structures – Part 1–1: general rules and rules for buildings. *Brussels (Belgium): CEN*; 2004.

Сведения об авторах:

Ву Нгок Туен, кандидат технических наук, доцент кафедры фундаментального образования, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия. Scopus ID: 57215934802, SPIN-код: 5948-4496, <https://orcid.org/0000-0001-5755-8345>. Email: WuNgokTuen@gic.mgsu.ru.

Лизогуб Александр Александрович, магистр технических наук, старший преподаватель кафедры теоретической и прикладной механики, УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь. Scopus ID: 57220836043, SPIN-код: нет, <https://orcid.org/0000-0002-8896-0246>. Email: p_332_14lizogub@mail.ru.

About the authors:

Vu Ngoc Tuyen, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Fundamental Education, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia. Scopus ID: 57215934802, SPIN-code: 5948-4496, <https://orcid.org/0000-0001-5755-8345>. Email: WuNgokTuen@gic.mgsu.ru.

Aliaksandr Al. Lizahub, Master of Engineering Sciences, Senior Lecturer of the Department of Theoretical and Applied Mechanics, Brest State Technical University, Brest, Belarus. Scopus ID: 57220836043, SPIN-code: none, <https://orcid.org/0000-0002-8896-0246>. Email: p_332_14lizogub@mail.ru.

Вклад авторов: **Ву Нгок Туен** — концепция исследования, разработка зависимостей аналитической модели, подготовка рисунков, подготовка конечноэлементной модели, научное редактирование; **Лизогуб А.А.** — разработка зависимостей аналитической модели, верификация

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Авторы утвердили окончательный вариант статьи.

The authors declare no conflict of interest.

The authors have approved the final version.

Статья поступила в редакцию 30.05.2026

Одобрена после рецензирования 03.06.2026

Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 30.05.2026

Approved after reviewing 03.06.2026

Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

П.А. КАЙДАС¹¹ Национальный Исследовательский Московский Государственный Строительный Университет, г. Москва, Российская Федерация**ЖИВУЧЕСТЬ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПРИ ОСОБЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

Аннотация. Рассматривается задача оценки живучести сборно-монолитных железобетонных рам и рамных каркасов зданий при особых аварийных воздействиях. Живучесть определяется как способность системы перераспределять нагрузку между несущими элементами после выключения из конструктивной системы одного из элементов без наступления ее геометрической изменяемости. Методика базируется на двухуровневой расчётной схеме: сначала рассматривается пространственная рама всего здания в целом, затем — фрагмент каркаса в зоне возможного локального разрушения. Расчёт включает определение напряжённо-деформированного состояния при эксплуатационных нагрузках, оценку динамических догрузок после удаления элемента и вычисление параметра живучести конструктивной системы. Используются трёхлинейные диаграммы деформирования «момент — кривизна» и «сдвигающая сила — угол сдвига», учитывающие образование нормальных и сдвиговых трещин, а также податливость шва между сборной и монолитной частями ригелей. Установлено, что до образования трещин сдвига между сборной и монолитной частями ригелей рам сечение ригеля работает как монолитное, а после образования трещин от сдвига — как составная конструкция. Полученные результаты могут быть использованы при оценке живучести сборно-монолитных рамных и рамно-связевых железобетонных конструктивных систем при особых и аварийных воздействиях.

Ключевые слова: сборно-монолитные конструкции, особые воздействия, трещинообразование, перемещения, живучесть.

Для цитирования: Кайдас П.А. Живучесть сборно-монолитных железобетонных рам при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 60-70. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-60-70. EDN: HWOXXO

Research Article

P.A. KAYDAS¹¹ National Researcher Moscow State University of Civil Engineering (NRU MSUCE), Moscow, Russian Federation**ROBUSTNESS OF PRECAST MONOLITHIC CONCRETE FRAMES INDER SPECIAL IMPACTS**

Abstract. This paper examines the problem of assessing the survivability of precast-monolithic reinforced concrete frames and frame structures in buildings under special accident loads. Survivability is defined as the system's ability to redistribute the load between load-bearing elements after the failure of one of the elements in the structural system without causing any change in its geometry. The methodology is based on a two-level calculation scheme: first, the spatial frame of the entire building is considered as a whole, then a section of the frame in the zone of possible local failure. The calculation involves determining the stress-strain state under service loads, assessing dynamic post-loadings following the removal of an element, and calculating the structural system's resilience parameter. Three-line deformation diagrams—'moment-curvature' and 'shear force-shear angle'—are used, taking into account the formation of flexural and shift cracks, as well as the ductility of the joint between the precast and monolithic layers of the beams. The influence of the spacing of transverse reinforcement in the bearing zone of the beam was investigated. It has been established that, prior to the formation of shift cracks between the precast and monolithic layers of the beams, the beam cross-section behaves as a monolithic structure; once shift crack have formed, it behaves as a composite structure.

© Кайдас П.А., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

The results obtained can be used to assess the resilience of precast-monolithic frame and frame-braced reinforced concrete structural systems under special and emergency loads.

Keywords: precast-monolithic structures, special impacts, cracking, displacements, survivability.

For citation: Kaydas P.A. Robostness of precast monolithic concrete frames indier special impacts. Building and Reconstruction. 2026; 3(125): 60-70. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-60-70. EDN: HWOXXO

1. Введение

Ежегодно в мире увеличивается риск возникновения особых воздействий природного, техногенного и террористического характера [1-5]. В связи с этим, проблема повышения живучести зданий и сооружений и их защита от прогрессирующих обрушений является одной из важнейших в обеспечении механической безопасности зданий и сооружений. Об этом свидетельствует также и непрерывный рост за последние годы научных публикаций по обозначенной тематике как в России [6-11], так и за рубежом [12-16]. Однако, ряд направлений исследований в рассматриваемой области остаются открытыми. Одним из таких направлений является исследование живучести железобетонных конструктивных систем каркасов многоэтажных зданий со сборно-монолитными конструктивными элементами, при внезапной структурной перестройке конструктивной системы, вызванной особым воздействием. В частности, практически отсутствуют исследования, в которых при расчетах таких конструктивных систем в запредельных состояниях, сборно-монолитные конструктивные элементы рассматриваются, с расчетной точки зрения, как составные с учетом продольного сдвига между сборной и монолитной частями элементов.

Значительная часть исследований по этому направлению [17-19] проведена с использованием численных методов и программных комплексов и, следовательно, полученным в них результатам присущи и известные для этих методов недостатки, главные из которых - невозможность качественного анализа исследуемых параметров, и отсутствие инженерной обзримости получаемых решений. При этом точность результатов, как правило, зависит от уровня квалификации расчетчика. Практически отсутствуют экспериментальные исследования железобетонных конструктивных систем каркасов зданий, или их фрагментов со сборно-монолитными элементами, а изветные исследования проведены для конструктивных систем, применяемых в зарубежной практике [20,21].

Целью настоящего исследования являлось построение методики и алгоритма численно-аналитического расчета живучести физически и конструктивно нелинейных железобетонных сборно-монолитных рам с различными параметрами жесткости контактного шва между сборной и монолитной частями элементов при особом воздействии.

2. Модели и методы

Живучесть сборно-монолитной железобетонной рамы будем определять как способность к перераспределению нагрузки между ее несущими элементами при внезапном удалении из работы конструктивной системы одного из элементов без наступления ее геометрической изменяемости [22,23]. Для количественной оценки живучести будем использовать параметр живучести λ , который определяется как коэффициент при заданной статической нагрузке, при увеличении которого в элементах рамной системы достигаются предельно допустимые деформации или перемещения элементов в каком-либо из рассматриваемых наиболее напряженных сечений и в этом сечении образуется пластический шарнир. Этот параметр связан с уровнем внешнего нагружения конструкции до приложения особого воздействия и увеличением этого параметра после особого воздействия - при выключении из работы рамы одного из конструктивных элементов. Соответственно, этот параметр связан со степенью статической неопределимости рамы и, при образовании определенного количества пластических шарниров, конструкция рамы становится геометрически изменяемой.

В соответствии с общими положениями метода расчета приведенного в [24] в настоящей статье представлена практическая методика и алгоритм расчета параметра живучести железобетонных рамных каркасов зданий со сборно-монолитными элементами. Алгоритм расчета построен по двухуровневой расчетной схеме. На первом уровне рассматривается железобетонный сборно-монолитный многоэтажный каркас здания в виде пространственной рамы (рисунок 1а). На втором уровне рассматривается фрагмент каркаса, примыкающего к удаляемому несущему элементу каркаса, т.е. так называемая зона возможного разрушения (рисунок 1б). Каркас здания нагружен заданной эксплуатационной нагрузкой в соответствии с действующими нормами и особым воздействием, предусмотренным требованиями ГОСТ 27751-2014 и СП 385.1325800.2018.

Методика расчета включает четыре основных блока:

- блок 1. Формирование исходных данных и первичной расчетной схемы;
- блок 2. Напряженно-деформированное состояние первичной расчетной схемы;
- блок 3. Определение параметров динамических догрузок в рамной системе при вторичной расчетной схеме;
- блок 4. Расчет параметра живучести железобетонной сборно-монолитной рамной системы при особом воздействии.

Определение усилий в рамной системе от действия заданных постоянных и временных проектных нагрузок с использованием первичной расчетной схемы, на основе эквивалентных жесткостей сборно-монолитных изгибаемых элементов производится без учета сдвиговых деформаций, на основе принятых геометрических размеров, материалов и армирования, используя при этом классические методы строительной механики, или конечно-элементным расчетом в верифицированном программном комплексе.

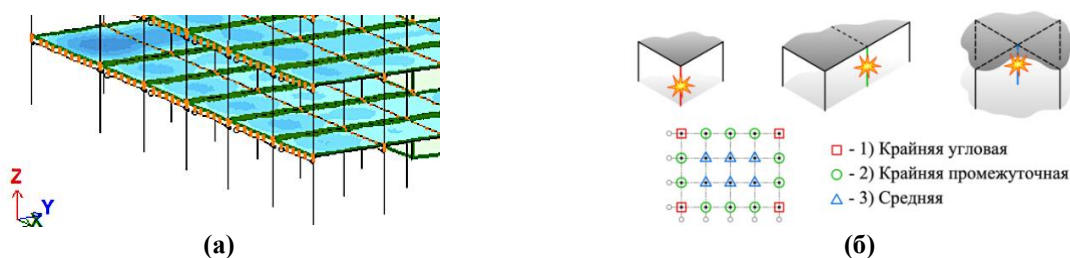


Рисунок 1 – Расчетная схема каркаса здания (а) и варианты расчетной схемы подконструкции в зоне возможного разрушения пространственной рамной системы (б)

При определении динамических догрузок в элементах рамной системы рассматривается ограниченная зона – зона возможного локального разрушения, размеры которой определяется действующими нормами [25]. Зона возможного локального разрушения плоской или пространственной рамной системы ограничивается пролетом ригеля или ригелей, примыкающих к удаляемой колонне в случае её выключения. Диаграммы общего вида статико-динамического деформирования сечения составного элемента «изгибающий момент – кривизна» ($M - \kappa$) и «сдвигающая сила – угол сдвига» – ($T - \gamma$) приняты в соответствии с рисунком 2. В частном случае, для практического расчета, диаграммы могут быть приняты трехлинейными.

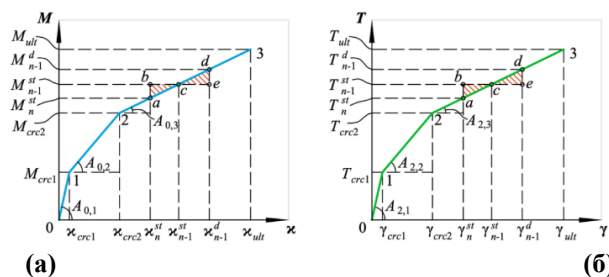


Рисунок 2 – Общий вид диаграммы «момент – кривизна» (а) и «сдвигающая сила – угол сдвига» (б) для составного железобетонного элемента при двухэтапном статико-динамическом нагружении

Первый линейный участок (0–1) обеих диаграмм охватывает деформирование сечения сборно-монолитного ригеля рамы при статическом нагружении от начала нагружения до образования в нем нормальных трещин. Второй участок (1–2) описывает процесс деформирования сечения сборно-монолитного ригеля после образования в нем трещин нормальных к продольной оси элемента. Третий участок (2–3) описывает состояние ригеля после образования продольных трещин от сдвига в шве контакта между сборным и монолитным бетонами и нормальных трещин, также при статическом нагружении, и динамического догружения.

На втором этапе расчета из конструкции рамы в зоне возможного локального разрушения выделяется подконструкция ригеля, примыкающего к удаляемой при особом воздействии колонне. Эта подконструкция моделируется шарнирно-стержневой моделью, где места предполагаемого выключения связей заменяются сложными шарнирами и, соответственно, неизвестными угловыми M_i ($i = 1, 2, \dots, k$), и линейными Z_i ($i = k+1, k+2, \dots, n$) связями (рисунок 3).

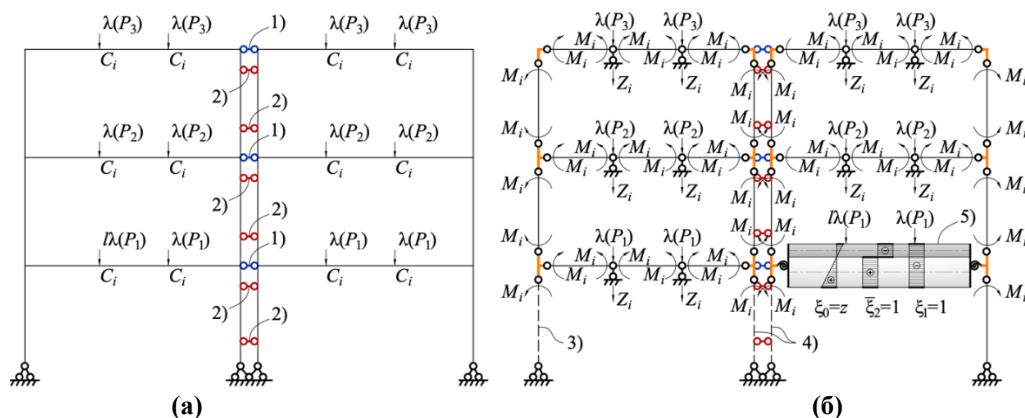


Рисунок 3 – Заданная (а) и основная (б) системы смешанного метода при вычислении параметра живучести λ :

- 1) – соединение панелей-рам монолитным слоем бетона, 2) – соединение панелей-рам закладными деталями, 3) – 1-й сценарий удаления колонны, 4) – 2-й сценарий удаления колонны, 5) – подконструкция ригеля со схемой единичных перемещений

Далее формируется исходная система канонических уравнений в матричной форме в варианте [26], строятся единичные эпюры моментов, определяются коэффициенты канонических уравнений и выполняется решение системы метода перемещений:

$$\begin{cases} A \cdot M + B \cdot Z + \Delta_q + \delta_p \cdot \lambda = 0 \\ C \cdot M + 0 + R_q + r_p \cdot \lambda = 0 \end{cases} \quad (1)$$

Определяется минимальное значение параметрической нагрузки – $\lambda_m = (1, 2, \dots, n)$ при которой после особого воздействия - выключения из работы элемента достигается особое предельное состояние в наиболее нагруженных сечениях ригеля C_i :

$$\lambda_m = \min \left(\frac{M_{i,ult}^d \pm |M_{iq}^d|}{m_{ip}^d} \right), (i = 1, 2, \dots, k). \quad (2)$$

При выключении из работы сечения, в котором достигаются критерии особого предельного состояния по деформациям бетона и арматуры (СП 385.1325800.2018), степень статической неопределимости рамы уменьшается на единицу и, соответственно, преобразуется матрица уравнений смешанного метода.

После повторного преобразования системы определяющих уравнений (исходной будет уже та, которая была получена после предыдущего этапа) на втором и последующих шагах получаем приращение параметрической нагрузки:

$$\lambda_{mi} = \lambda_{m,i-1} + \Delta_{m,i-1}. \quad (3)$$

На основе критерия (2) производится проверка образования пластических шарниров в рассматриваемом сборно-монолитном сечении. За критерий живучести, исследуемой конструктивной рамной системы, в зоне возможного локального разрушения принимается такое значение параметра λ_m , ($m=1, 2, \dots, n$) при котором рамная система с составными элементами переходит в систему, изменяющую свою статическую неопределимость.

График параметрической нагрузки в зависимости от взаимного сдвига в сечении сборно-монолитного ригеля к оценке живучести рамного каркаса представлен на рисунке 4 и включает в себя следующие участки: 1) – упругая работа конструкции, в пределах закона Гука; 2) – участок работы конструкции, после образования нормальных трещин, который по физической сущности является упруго-пластическим; 3) – участок особого воздействия, который характеризуется пластической работой, поскольку параметрическая нагрузка не увеличивается, а деформации, в следствии перераспределения внутренних усилий и изменения расчетной схемы, растут; 4) – работа конструкции после образования сдвиговых трещин; 5) – работа конструкции после перераспределения усилий в следствии особого воздействия; 6) – работа конструкции с последовательным образованием пластических шарниров в следствии накопленных деформаций и напряжений, этот участок может повторяться некоторое количество раз, до тех пор, пока в рамной конструкции не образуется такое количество пластических шарниров, при котором начнется геометрическая изменяемость конструктивной системы.

Следует отметить, что участки на рисунке 4 могут меняться местами, в зависимости от различных конструктивных и нагрузочных параметров. Например, сдвиговая трещиностойкость сечения может быть превышена в ходе динамического особого воздействия, тогда участок 5 войдет в участок 3 (и останется пластичным), а участки 4 и 6 таким образом будут объединены.

Приведенный график характеризует сопротивление рамной системы с составными элементами и, соответственно, позволяет определять параметрическую нагрузку и, соответственно, параметр живучести. Если же защита от прогрессирующего обрушения при особом воздействии не обеспечена, то график будет иметь 2 основных участка: 1) – упругая (упруго-пластическая) работа конструкции до особого воздействия, характеризуется постепенным увеличением сдвиговых деформаций в зависимости от параметрической нагрузки; 3) – пластический участок работы конструкции, в рамках которого будут происходить все остальные процессы, будь-то образование трещин различных типов, или последовательного образования пластических шарниров, до истощения статической неопределимости системы, и, затем, её геометрической изменяемости.

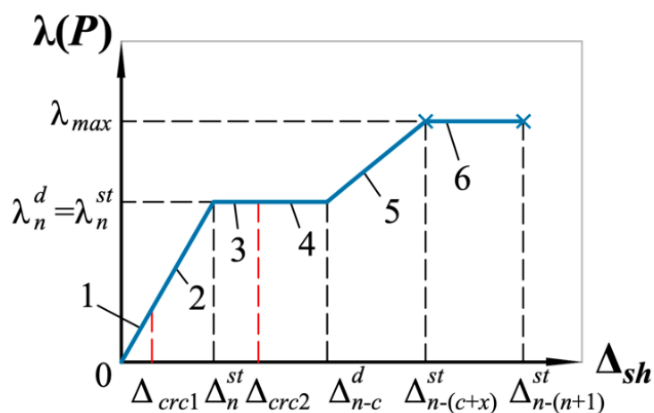


Рисунок 4 – Общий вид графика параметрической нагрузки $\lambda(P)$ в зависимости от величины взаимного сдвига бетонов Δ_{sh} ;

n – степень статической неопределимости системы, c – число удаляемых связей при особом воздействии, x – приращение степени статической определимости за счет образования i -го пластического шарнира

Количественная оценка живучести выполняется с использованием параметра живучести λ , который рассматривается как множитель к заданной параметрической нагрузке. Значением этого параметра определяют превышения предельно допустимых деформации или перемещений элементов в каком-либо из рассматриваемых сложнапряженных сечений конструктивных элементов рамной системы. Этот параметр связан с уровнем внешнего нагружения конструкции статической нагрузкой на первом этапе нагружения рамы до приложения к ней особого воздействия. Увеличение параметра λ ведет к выключению из работы рамы сечений, в которых превышены предельные деформации бетона или арматуры и, соответственно, этот параметр определяет степени статической неопределимости рамной конструкции и как следствие - истощение ее живучести.

Этот график строится для наиболее напряженного сечения исследуемой подконструкции в пределах зоны локального разрушения, при особом воздействии, определяется деформационными критериями (Δ_{sh}, f), поскольку силовые критерии в сечениях реальных конструкций не работают: разрушение одного, или нескольких сечений подконструкции в статически неопределимой рамной системе не ведет к локальным и тем более к прогрессирующему обрушению.

Согласно разработанной методики составлен алгоритм для определения параметрической нагрузки железобетонной рамы с составными изгибаемыми элементами. Блок-схема этого алгоритма итерационного расчета приведена на рисунке 5.

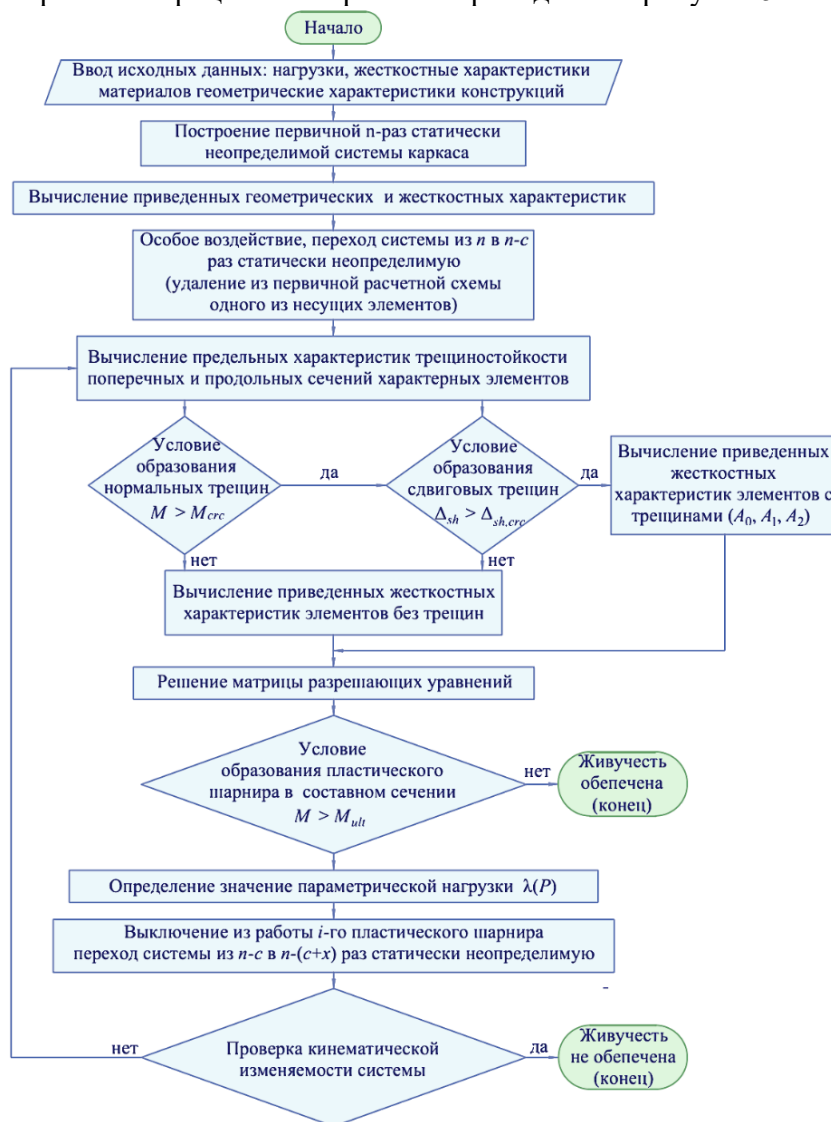
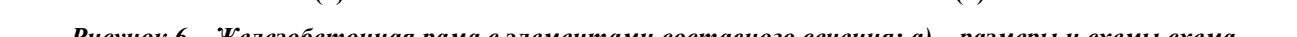


Рисунок 5 – Блок-схема алгоритма итерационного расчета живучести железобетонной сборно-монолитной рамы

A horizontal number line segment is shown, starting at 0 and ending at 2100. There are tick marks at 0, 300, 600, 900, 1200, 1500, 1800, and 2100. The segment is labeled with 0 at the left end and 2100 at the right end.



а) – эксперимент; б) – численно-аналитический расчет; 1), 2), ... – порядковые номера пластических шарниров

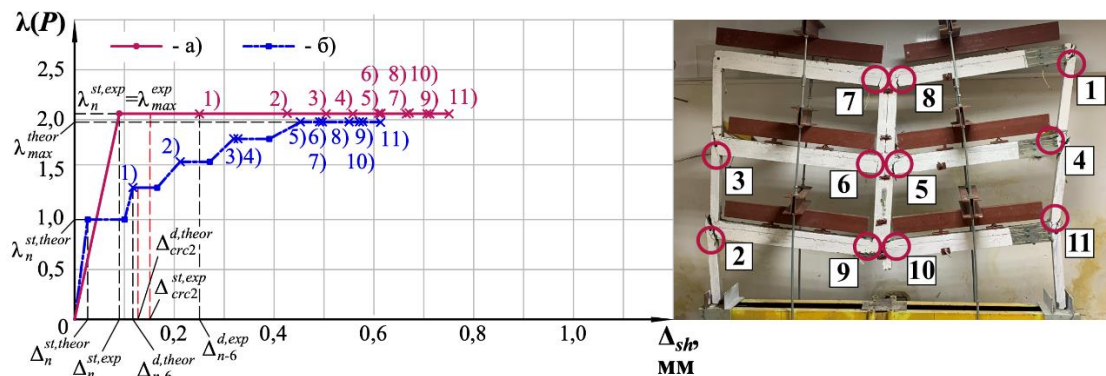


Рисунок 8 – График зависимости деформации сдвига Δ_{sh} в поперечном сечении наиболее напряженного ригеля зоны локального разрушения от параметрической нагрузки $\lambda(P)$ для сценария внезапного выключения из работы средней стойки:

а) – эксперимент; б) – численно-аналитический расчет; 1), 2), ... – порядковые номера пластических шарниров

Анализ этих рисунков позволяет отметить следующее. Согласно экспериментальным данным, особое воздействие в виде внезапного выключения из работы как крайней, так и средней стойки панелей-рам сборно-монолитных рам привело к последовательному образованию в рамной системе пластических шарниров и затем к их геометрической изменяемости конструкции рамы. Сдвиговые деформации (Δ_{sh}) при сценарии 1 превысили сдвиговые деформации полученные при сценарии 2 на 19%. Количество пластических шарниров до начала геометрической изменяемости рамной конструкции при сценарии 1 было 8, а при сценарии 2 – 11 шт. Эти различия в результатах были обусловлены различием в степени статической неопределимости расчетных схем зон локального разрушения для сценариев 1 и 2.

Также можно отметить, что при всех рассмотренных вариантах особого воздействия, в наиболее напряженных сечениях сборно-монолитного ригеля рамы образовывались сдвиговые трещины, связанные с превышением сдвигающими усилиями предела прочности контактного шва на сдвиг, и нарушения континуальности связей в нём. Эти трещины оказывают значимое влияние на относительный параметр живучести железобетонной рамной конструкции.

4. Заключение

1. Построена методика численно-аналитического расчета физически и конструктивно нелинейных железобетонных сборно-монолитных рам для оценки параметра их живучести при особом воздействии, вызванном удалением из конструкции одного из элементов. Методика предусматривает использование двухуровневой расчетной схемы. На первом уровне рассматривается рамная конструктивная система в целом. На втором уровне рассматривается фрагмент конструкции, примыкающий к удаляемой колонне рамы. Методика позволяет учитывать деформации сдвига, нормальные трещины и трещины от сдвига между сборной и монолитной частями ригелей рамы.

2. Разработан алгоритм для определения параметрической нагрузки и относительного параметра живучести сборно-монолитной рамной конструктивной системы при особом воздействии позволяющий проводить анализ образования в конструкции трещин различных типов, пластических шарниров в наиболее напряженных сечениях до исчерпания статической неопределимости системы, и, затем, до её геометрической изменяемости.

Благодарности

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

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кодыш, Э. Н. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, Д. А. Чесноков // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 6. – С. 8-13.
2. Determination of the Criteria of Deformation in a Special Limiting State / N. N. Trekin, E. N. Kodysh, S. D. Shmakov [et al.] // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2021. – Vol. 17, No. 1. – P. 108-116. – DOI 10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116.
3. Mechanical safety of reinforced concrete structures at all stages of the life cycle / I. A. Terekhov, N. N. Trekin, E. N. Kodysh, S. D. Shmakov // E3S Web of Conferences : XXVI International Scientific Conference “Construction the Formation of Living Environment” (FORM-2023), Tashkent, 26–28 апреля 2023 года. Vol. 410. – EDP Sciences: EDP Sciences, 2023. – P. 02012. – DOI 10.1051/e3sconf/202341002012.
4. Колчунов, В. И. Экспозиция живучести в решении задачи защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В. И. Колчунов, Н. В. Федорова, С. Ю. Савин // Сборник трудов, посвященных памяти академиков РААСН В.М. Бондаренко и Г.Л. Осипова : Материалы Международной научно-практической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения академика РААСН В.М. Бондаренко и Материалы Международной научной конференции, посвященной памяти академика РААСН Г.Л. Осипова, Москва, 01–03 июля 2025 года. – Москва: Российская академия архитектуры и строительных наук, 2025. – С. 14-18.
5. Савин, С. Ю. Живучесть и техническое состояние железобетонных конструкций каркаса здания в результате особого воздействия / С. Ю. Савин // Строительство и реконструкция. – 2025. – № 4(120). – С. 91-102. – DOI 10.33979/2073-7416-2025-120-4-91-102.
6. V.I. Travush, N.V. Fedorova. Survivability Parameter Calculation for Framed Structural Systems // Russian journal of building construction and architecture. – 2017. – Vol. 33. – № 1. – P. 6–14.
7. Kabantsev, O.V. Deformation and Power characteristics Monolithic Reinforced Concrete Bearing Systems in the Mode of Progressive Collapse / O.V. Kabantsev, B. Mitrovic. // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 251. – P. 02047.
8. N.V. Fedorova, N.T. Vu. Deformation Criteria for Reinforced Concrete Frames under Accidental Actions // Magazine of Civil Engineering. – 2022. – Вып. 1 (109). – № 10902.
9. В.О. Алмазов, А.И. Плотинов, Б.С. Расторгуев. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению // Вестник МГСУ. – 2011. – № 2-1. – P. 16–20.
10. O.V. Kabantsev, M.G. Kovalev. Failure Mechanisms and Parameters of Elastoplastic Deformations of Anchorage in a Damaged Concrete Base under Seismic Loading // Buildings. – 2022. – Vol. 12, № 1.
11. Alekseytsev, A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions // Magazine of Civil Engineering. – 2021. – Vol. 103. – № 10306.
12. F. Kiakojouri, V. De Biagi, B. Chiaia, M. Sheidaii. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // Eng Struct. – 2020. – Vol. 206. – P. 110061.
13. O.A. Mohamed, M.S. Keshawarz. Modeling for Progressive Collapse Mitigation Using Nonlinear Static Analysis Procedures // Proceedings of the Ninth International Conference on Computational Structures Technology. 2009.
14. Alanani, M. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method / M. Alanani, M. Ehab, H. Salem. // Case Studies in Construction Materials. Elsevier Ltd., 2020. Vol. 13. P. e00457.
15. Bažant, Z.P. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions / Z.P. Bažant, M. Verdure. // J Eng Mech. – 2007. – Vol. 133. – № 3. – P. 308–319.
16. J.M. Adam, M. Buitrago, E. Bertolesi, J. Sagaseta, J.J. Moragues. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // Eng Struct. 2020. Vol. 210. 110414.
17. С. Ю. Савин, Н. В. Федорова, С. Г. Емельянов. Анализ живучести сборно-монолитных каркасов многоэтажных зданий из железобетонных панельно-рамных элементов при аварийных воздействиях, вызванных потерей устойчивости одной из колонн // Жилищное строительство. 2018. № 12. С. 3-7.
18. А. Е. Белкин, И. Д. Бирюков. Определение сдвиговой жесткости заполнителя трехслойного стержня по известным значениям прогибов или частот собственных колебаний // Известия высших учебных заведений. Машиностроение. 2025. № 2(779). С. 12-22.
19. Gangfeng Y, Youzhen F, Xueyu X. Seismic performance of various precast concrete beam-to-column joints: A review and test data-based investigation // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2026. Vol. 207. 110328.
20. Jiongfeng Liang, Haitao Yao, Caisen Wang, Youzhen Fang, Li Xin. Experimental study on shear behavior of prefabricated partially encased concrete beam // Journal of Building Engineering. 2025. Vol. 116. 114670.
21. Shun-Tao Li, Wang-Xi Zhang, Yi-Bo Zhou, Xiang-Dong Cai, Yong-Qiang Liang, Wei-Jian Yi. Seismic behavior of precast concrete corner joints under bidirectional cyclic loading: Experimental and numerical study // Engineering Structures. 2026. Vol. 361. 122823.
22. Колчунов В.И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В.И.Колчунов, Н.В.Клюева, Н.Б.Андросова, А.С. Бухтиярова. – М.: АСВ, 2014.
23. Колчунов, В. И. Некоторые проблемы живучести железобетонных конструктивных систем при аварийных воздействиях / В. И. Колчунов, Н. В. Федорова // Вестник НИЦ Строительство. 2018. № 1(16). С. 115-119. – EDN YNSGER.

24. Kolchunov V. I. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams / V. I. Kolchunov, N. V. Fedorova, S. Y. Savin, P. A. Kaydas // Buildings. – 2024. – Vol. 14, No. 6. – P. 1776. – DOI 10.3390/buildings14061776. – EDN YCLTNL.
25. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / – М. : Стандартинформ, Россия. 2020. –124 С.
26. Милейковский И. Е. Неординарный смешанный метод расчета рамных систем с элементами сплошного и составного сечения / И. Е. Милейковский, В. И. Колчунов // Изв. вузов. Строительство. – 1995. – №7–8. –С. 32–37.
27. П. А. Кореньков, Н. В. Федорова, П. А. Кайдас. Методика экспериментального определения параметров живучести сборно-монолитного железобетонного каркаса // Строительство и реконструкция. 2022. № 5(103). С. 45-56.

REFERENCES

1. Kodysh, E. N. Zashchita mnogoetazhnyh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya / E. N. Ko-dysh, N. N. Trekin, D. A. Chesnokov // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2016. – № 6. – S. 8-13.
2. Determination of the Criteria of Deformation in a Special Limiting State / N. N. Trekin, E. N. Kodysh, S. D. Shmakov [et al.] // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2021. – Vol. 17, No. 1. – P. 108-116. – DOI 10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116.
3. Mechanical safety of reinforced concrete structures at all stages of the life cycle / I. A. Terekhov, N. N. Trekin, E. N. Kodysh, S. D. Shmakov // E3S Web of Conferences : XXVI International Scientific Conference “Construction the Formation of Living Environment” (FORM-2023), Tashkent, 26–28 апреля 2023 года. Vol. 410. – EDP Sciences: EDP Sciences, 2023. – P. 02012. – DOI 10.1051/e3sconf/202341002012.
4. Kolchunov, V. I. Ekspozitsiya zhivuchesti v reshenii zadachi zashchity zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya / V. I. Kolchunov, N. V. Fedorova, S. YU. Savin // Sbornik trudov, posvyashchennyh pamyati akademikov RAASN V.M. Bondarenko i G.L. Osipova : Materialy Mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii, posvyashchennoj 100-letiyu so dnya rozhdeniya akademika RAASN V.M. Bondarenko i Materialy Mezhdunarodnoj nauchnoj konferencii, posvyashchennoj pamyati akademika RAASN G.L. Osipova, Moskva, 01–03 iyulya 2025 goda. – Moskva: Rossijskaya akademiya arhitektury i stroitel'nyh nauk, 2025. – S. 14-18.
5. Suwin, S. YU. ZHivuchest' i tekhnicheskoe sostoyanie zhelezobetonnyh konstrukcij karkasa zdanija v rezul'tate osobogo vozdejstviya / S. YU. Savin // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. – 2025. – № 4(120). – S. 91-102. – DOI 10.33979/2073-7416-2025-120-4-91-102.
6. V.I. Travush, N.V. Fedorova. Survivability Parameter Calculation for Framed Structural Systems // Russian journal of building construction and architecture. – 2017. – Vol. 33. – № 1. – P. 6–14.
7. O.V. Kabantsev, B. Mitrovic. Deformation and Power characteristics Monolithic Reinforced Concrete Bearing Systems in the Mode of Progressive Collapse // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 251. – P. 02047.
8. Fedorova, N.V. Deformation Criteria for Reinforced Concrete Frames under Accidental Actions / N.V. Fedorova, N.T. Vu. // Magazine of Civil Engineering. – 2022. – Вып. 1 (109). – № 10902.
9. Almazov, V.O. Problemy soprotivleniya zdaniy progressiruyushchemu razrusheniyu / V.O. Almazov, A.I. Plotnikov, B.S. Rastorguev. // Vestnik MGSU. – 2011. – № 2-1. – P. 16–20.
10. Kabantsev, O.V. Failure Mechanisms and Parameters of Elastoplastic Deformations of Anchorage in a Damaged Concrete Base under Seismic Loading / O.V. Kabantsev, M.G. Kovalev. // Buildings. – 2022. – Vol. 12, № 1.
11. Alekseytsev, A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions // Magazine of Civil Engineering. - 2021. - Vol. 103. - № 10306.
12. Kiakojour, F. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects / F. Kiakojour, V. De Biagi, B. Chiaia, M. Sheidai. // Eng Struct. - 2020. - Vol. 206. - P. 110061.
13. O.A. Mohamed, M.S. Keshawar. Modeling for Progressive Collapse Mitigation Using Nonlinear Static Analysis Procedures // Proceedings of the Ninth International Conference on Computational Structures Technology. 2009.
14. M. Alanani, M. Ehab, H. Salem. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method // Case Studies in Construction Materials. Elsevier Ltd., 2020. Vol. 13. P. e00457.
15. Z.P. Bažant, M. Verdure. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions // J Eng Mech. - 2007. - Vol. 133. - № 3. - P. 308–319.
16. J.M. Adam, M. Buitrago, E. Bertolesi, J. Sagaseta, J.J. Moragues. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // Eng Struct. 2020. Vol. 210. 110414.
17. S. Yu. Savin, N. V. Fedorova, S. G. Emel'yanov. Analiz zhivuchesti sborno-monolitnyh karkasov mnogoetazhnyh zdaniy zhelezobetonnyh panel'no-ramnyh elementov pri avarijnyh vozdejstviyah, vyzvannyh poterej ustojchivosti odnoj iz kolonn // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2018. № 12. P. 3-7.
18. A. E. Belkin, I. D. Biryukov. Opredelenie sdvigovoy zhestkosti zapolnitelya trekhslonnoy sterzhnya po izvestnym znacheniyam progibov ili chastot sobstvennyh kolebanij // Izvestiya vysshih uchebnyh zavedenij. Mashinostroyeniye. 2025. № 2(779). P. 12-22. – EDN ZJKAZI.
19. Gangfeng Y, Youzhen F, Xueyu X. Seismic performance of various precast concrete beam-to-column joints: A review and test data-based investigation // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2026. Vol. 207. 110328.

20. Jiongfeng Liang, Haitao Yao, Caisen Wang, Youzhen Fang, Li Xin. Experimental study on shear behavior of prefabricated partially encased concrete beam // *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 116. 114670.
21. Shun-Tao Li, Wang-Xi Zhang, Yi-Bo Zhou, Xiang-Dong Cai, Yong-Qiang Liang, Wei-Jian Yi. Seismic behavior of precast concrete corner joints under bidirectional cyclic loading: Experimental and numerical study // *Engineering Structures*. 2026. Vol. 361. 122823.
22. Kolchunov V.I. Zhivuchest' zdaniy i sooruzhenij pri zaproektnyh vozdejstviyah / V.I.Kolchunov, N.V.Klyueva, N.B.Androsova, A.S. Buhtiyarova. – M.: ASV, 2014.
23. Kolchunov, V. I. Nekotorye problemy zhivuchesti zhelezobetonnykh konstruktivnykh sistem pri avariynnykh vozdejstviyah / V. I. Kolchunov, N. V. Fedorova // *Vestnik NIC Stroitel'stvo*. 2018. № 1(16). S. 115-119. – EDN YNSGER.Kolchunov, V. I. et al. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // *Buildings*. 2024. Vol. 14(6), no. 1776.
24. Kolchunov V. I. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams / V. I. Kolchunov, N. V. Fedorova, S. Y. Savin, P. A. Kaydas // *Buildings*. – 2024. – Vol. 14, No. 6. – P. 1776. – DOI 10.3390/buildings14061776. – EDN YCLTNL.
25. SP 63.13330.2018. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozheniya / – M. : Standartinform, Rossiya. 2020. –124 S.
26. Milejkovskij I. E. Neordinarnyj smeshannyj metod rascheta ramnykh sistem s elementami sploshnogo i sostavnogo secheniya / I. E. Milejkovskij, V. I. Kolchunov // *Izv. vuzov. Stroitel'stvo*. – 1995. –№7–8. –S. 32–37.
27. P. A. Koren'kov, N. V. Fedorova, P. A. Kajdas. Metodika eksperimental'nogo opredeleniya parametrov zhivuchesti sborno-monolitnogo zhelezobetonного karkasa // *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*. 2022. № 5(103). S. 45-56.

Сведения об авторах:

Кайдас Павел Анатольевич, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Российская Федерация. Scopus ID: 58287300800, SPIN-код: 1897-2042, <https://orcid.org/0000-0002-7169-2652> . E-mail: pavelkds@yandex.ru.

About the authors:

Pavel A. Kaydas, Postgraduate Student of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Senior Lecturer of the Department of Industrial and Civil Engineering, National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MSUCE), Moscow, Russian Federation. Scopus ID: 58287300800, SPIN-код: 1897-2042, <https://orcid.org/0000-0002-7169-2652> . E-mail: pavelkds@yandex.ru.

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author has approved the final version.

Статья поступила в редакцию 23.05.2026

Одобрена после рецензирования 02.06.2026

Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 23.05.2026

Approved after reviewing 02.06.2026

Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

В.С. ФЕДОРОВ¹, И.А. ТЕРЕХОВ^{1,2}, ЛЕЛЕТКО Д.П.²¹ ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия² АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), г. Москва, Россия**ОБОСНОВАНИЕ ГРАНИЦ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ
КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ МЕТОДА ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

Аннотация. В статье рассмотрены теоретические предпосылки для установления количественных границ технического состояния железобетонных конструкций (ограниченно работоспособного и аварийного), выраженных в долях от проектной несущей способности. Отмечено отсутствие в действующих нормативных документах, включая ГОСТ 31937, прямых рекомендаций по допустимому снижению несущей способности из-за наличия дефектов. Выполнен анализ резервов, заложенных в коэффициентах надёжности по материалам, условиям работы и ответственности, а также в особенностях работы изгибаемых железобетонных элементов в особом предельном состоянии. Приведены результаты обобщения экспериментальных данных, подтверждающие наличие запаса по прочности до 30 % и по деформативности до 50 % при соблюдении нормативных требований проектирования. Выполнено аналитическое обоснование границ технических состояний на основе сравнения расчётного изгибающего момента по СП 63.13330 и предельного фактического момента, достигнутого при полной реализации криволинейной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона. Получено отношение в диапазоне 0,7...0,77 при прямоугольной эпюре и 0,55...0,77 при треугольной. Предложены практические значения границ: для ограниченно работоспособного состояния – 0,9 (снижение несущей способности на 10 % от проектной); для аварийного – 0,75 (снижение на 25 %), что согласуется с выполненным анализом экспериментальных и теоретических данных.

Ключевые слова: предельное состояние, несущая способность, техническое состояние, ограниченно работоспособное состояние, аварийное состояние, железобетон, изгибаемый элемент, коэффициент надёжности, эпюра напряжений.

Для цитирования: Федоров В.С., Терехов И.А., Лелетко Д.П. Обоснование границ технического состояния конструкций на основе метода предельных состояний // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 71-80. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-71-80. EDN: QPDIPK

Research Article

V.S. FEDOROV¹, I.A. TEREKHOV¹, D.P. LELETKO²¹ Russian University of Transport, Moscow, Russia² JSC Central Research and Design Experimental Institute of Industrial Buildings and Structures – TsNIIPromzdaniy (JSC TsNIIPromzdaniy), Moscow, Russia**JUSTIFICATION OF THE TECHNICAL CONDITION
BOUNDARIES OF STRUCTURES BASED ON THE LIMIT STATE
METHOD**

Abstract. This article examines the theoretical prerequisites for establishing quantitative limits for the technical condition of reinforced concrete structures (limited serviceability and emergency), expressed as fractions of the design bearing capacity. It is noted that current regulatory documents, including GOST 31937, lack direct recommendations on the permissible reduction in bearing capacity due to defects.

© Федоров В.С., Терехов И.А., Лелетко Д.П., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

The results of a summary of experimental data are presented, confirming the presence of a safety margin of up to 30% and a deformability margin of up to 50%, provided that regulatory design requirements are met. An analytical justification for the technical condition limits is provided based on a comparison of the calculated bending moment according to SP 63.13330 and the ultimate actual moment achieved with full realization of the curvilinear stress diagram in the compressed zone of concrete. A ratio in the range of 0.7–0.77 was obtained for a rectangular diagram and 0.55–0.77 for a triangular diagram. An analysis is provided of the reserves incorporated in the reliability factors for materials, operating conditions, and responsibility, as well as the performance characteristics of bending reinforced concrete elements in the ultimate limit state. Practical limit values were proposed: 0.9 for a limited serviceability condition (a 10% reduction in bearing capacity from the design value); and 0.75 for an emergency condition (a 25% reduction), which is consistent with the analysis of experimental and theoretical data.

Keywords: ultimate limit state, bearing capacity, technical condition, limited serviceability condition, emergency condition, reinforced concrete, bending element, reliability factor, stress diagram.

For citation: Fedorov V.S., Terekhov I.A., Leletko D.P. Justification of the technical condition boundaries of structures based on the limit state method. *Building and Reconstruction*. 2026; 3(125): 71–80. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-71-80. EDN: QPDIPK

1. Введение

Метод предельных состояний, на котором в основном базируется проектирование строительных конструкций, ориентирован на предотвращение их отказа в течение всего срока службы [1,2]. При этом несущая способность принимается с некоторым запасом, за счет применения соответствующих коэффициентов надежности. Однако при оценке технического состояния мы сталкиваемся с ситуациями, когда конструкция уже имеет дефекты, и нам необходимо понять, насколько допустимо снижение несущей способности без потери способности выполнять свои функции [3,4].

В нормативных документах, в том числе в ГОСТ 31937, отсутствуют количественные рекомендации по определению допустимых границ снижения несущей способности относительно проектного значения. Цель настоящей работы – установить предельно допустимые параметры несущей способности соответствующие ограниченно работоспособному $R_{огр}$ и аварийному $R_{авар}$ состояниям.

Эти границы определяют, какая доля проектной несущей способности $\Phi_{пр}$ может быть израсходована на компенсацию дефектов без потери конструкцией способности выполнять свои функции, т.е. без возникновения опасности обрушения.

2. Модели и методы

Исходные предпосылки метода предельных состояний

Прежде чем перейти к численному обоснованию границ $R_{огр}$ и $R_{авар}$, необходимо сформулировать исходные предпосылки, вытекающие из фундаментальных положений теории надежности строительных конструкций [5–7].

1. Проектная несущая способность $\Phi_{пр}$ не является средней или максимальной характеристикой, а представляет собой минимально гарантированную величину, обеспеченную с требуемой нормативной надежностью.

В соответствии с методом предельных состояний, условие безопасности записывается в общем виде:

$$F_{calc} = \sum_i^k \gamma_{fi} \gamma_n \psi_i F_{ni} \leq \Phi_{np}(\gamma_c; R_1^n / \gamma_{m1}; R_2^n / \gamma_{m2}; \dots; S) \quad (1)$$

Левая часть неравенства представляет собой расчетное усилие F_{calc} (с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и уровню ответственности сооружений γ_n , а также коэффициентов сочетаний нагрузок и воздействий ψ_i), а правая – минимальную проектную несущую способность $\Phi_{пр}$, определяемую с использованием коэффициентов надежности по материалам γ_{mi} и коэффициентов условий работы γ_c ; S – геометрические характеристики сечения [8].

2. Вероятностный характер прочностных характеристик материалов и возможностью их описания с помощью нормального закона распределения (распределения Гаусса) [9].

В методе предельных состояний нормативные сопротивления материалов R_n устанавливаются на основе статистической информации с обеспеченностью не менее 0,95. Это означает, что 95 % всех результатов испытаний показывают значение предела прочности не ниже установленного нормативного. Для нормального распределения это соответствует отклонению от среднего значения на величину 1,64 с учетом коэффициента вариации:

$$R_n = \bar{R}(1 - 1,64v). \quad (2)$$

Однако для обеспечения требуемой надежности конструкции в целом, при расчете по первой группе предельных состояний используются расчетные сопротивления R . Они назначаются с еще более высокой обеспеченностью, принимаемой на уровне не менее 0,99865. Эта величина соответствует отклонению случайной величины прочности от математического ожидания на «три сигмы» (3σ).

3. Снижение несущей способности в процессе эксплуатации допустимо лишь до тех пор, пока сохраняется гарантия того, что фактическая нагрузка не превысит несущую способность с заданной вероятностью.

Резервы, заложенные в коэффициентах запаса

Принимаемые характеристики материалов с коэффициентами надежности по материалу γ_m , коэффициенты условий работы γ_c , коэффициенты надежности по ответственности γ_n и др., которые необходимо учитывать при проектировании строительных конструкций по первой группе предельных состояний, обеспечивают некоторый запас по прочности и деформативности [10,11].

Объединяя все составляющие, можно оценить полный запас между средней фактической несущей способностью конструкции и ее проектной величиной. Учитывая мультипликативный характер коэффициентов, это отношение может быть представлено как произведение сомножителей, соответствующих различным источникам запаса:

$$\Phi_{cp} / \Phi_{pr} = \gamma_n \cdot \gamma_c \cdot \gamma_m \cdot \gamma_t, \quad (3)$$

где γ_t – коэффициент, учитывающий другие факторы, например, типовое проектирование, учет совместной работы конструкций и т.д.

Даже при трех коэффициентах – 1,2 – по материалам, 1,1 – условий работы, $\gamma_t = 1,1$, мы уже получаем значение $\Phi_{cp} / \Phi_{pr} \approx 1,45$. Это означает, что проектный запас, заложенный в конструкцию на стадии расчета, весьма значителен. Однако использование этой величины непосредственно для обоснования границ технического состояния ($R_{огр}$ и $R_{авар}$) является некорректным, поскольку данное значение является усредненным.

3. Результаты исследования и их анализ

Анализ данных о работе изгибаемых элементов в стадии разрушения

Под особым предельным состоянием понимается ситуация, регламентируемая СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения», характеризующееся исчерпанием несущей способности в отдельных сечениях при сохранении геометрической неизменяемости системы, что выражается в образовании пластических шарниров, значительном раскрытии трещин и развитии существенных остаточных деформаций. Основным свойством особого предельного состояния, особенно для статически неопределимых систем, является то, что его достижение не означает мгновенного обрушения, а лишь свидетельствует о переходе в запредельную стадию работы, где дальнейшее сопротивление обеспечивается за счет перераспределения усилий [12-14].

Возможность учета критериев особого предельного состояния при определении категории технического состояния базируется на наличии физического запаса между двумя ключевыми величинами:

1. Проектная несущая способность Φ_{np} – величина, гарантированная расчетом и соответствующая моменту достижения в конструкции расчетных сопротивлений материалов.

2. Предельная несущая способность Φ_{ult} – максимальная несущая способность, которую способна выдержать конструкция при полном использовании резервов материала и перераспределения усилий, предшествующая превращению системы в механизм.

Разность между этими величинами образует физический запас несущей способности, который может быть выражен через коэффициент $R_{onc} = \Phi_{np} / \Phi_{ult}$.

Физический смысл этого коэффициента – на сколько проектная несущая способность меньше предельной несущей способности, реализуемая при работе материала на всем диапазоне кривой σ – ε , в том числе с учетом работы конструкций на ниспадающей ветви. Данный коэффициент зависит от типа конструкции, схемы армирования, класса материалов и статической неопределимости системы.

Несущая способность конструкции $\Phi(t)$ монотонно снижается во времени под воздействием дефектов и деградиационных процессов, что можно выразить как $\Phi(t) < \Phi_{pr}$.

Диапазон значений несущей способности, в которой конструкция, хотя и не соответствует полностью проекту ($R_{огр} \Phi_{pr} \geq \Phi(t) > R_{авар} \Phi_{pr}$), все еще сохраняет способность воспринимать нормативные нагрузки без обрушения – зона ограниченно работоспособного состояния.

Момент, когда конструкция переходит в аварийное состояние и эксплуатация становится недопустимой, можно представить в следующем виде системы уравнений

$$\begin{cases} \Phi(t) \leq R_{авар} \Phi_{pr}; \\ R_{onc} \Phi_{pr} \leq R_{авар} \Phi_{pr}. \end{cases} \quad (4)$$

Численное определение значений $R_{огр}$ и $R_{авар}$ можно установить двумя взаимодополняющими путями: прямым обобщением экспериментальных данных об исчерпании несущей способности и аналитическим способом на основе физических закономерностей работы материала.

Для количественной оценки границ снижения несущей способности $R_{огр}$ и $R_{авар}$ железобетонных конструкций был выполнен анализ экспериментальных исследований, в которых изучалась работа элементов до полного исчерпания несущей способности, т.е. в особом предельном состоянии. Основное внимание уделялось данным, позволяющим установить связь между уровнем нагружения, характером разрушения и остаточной несущей способностью. Анализ экспериментальных исследований приведен в работе [10]. В работе [11] было подтверждено наличие запасов несущих конструкций по прочности до 30 %, а по деформативности до 50 % при условии соблюдения всех нормативных требований, закладываемых на стадии проектирования и с учетом фактических характеристик. Таким образом, для первой группы предельных состояний можно принять $R_{авар} = 1/1,3 = 0,77 \approx 0.75$.

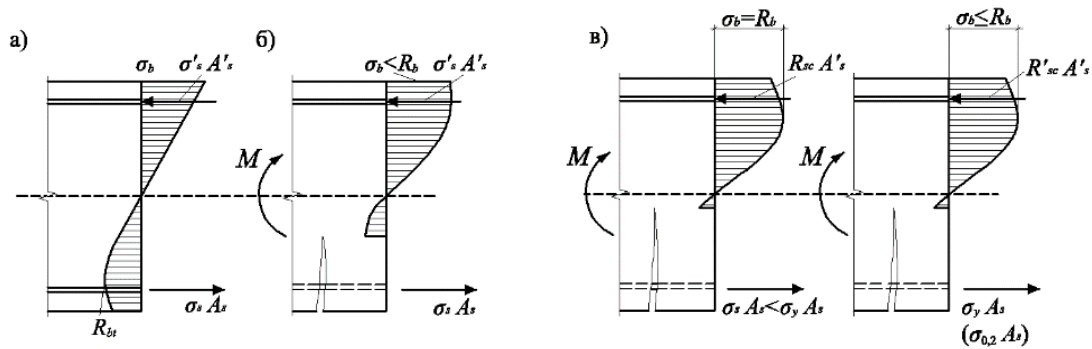
Далее приведем теоретическое обоснование этих границ через рассмотрение работы изгибаемого элемента.

Аналитическое обоснование границ технического состояния

Выполним аналитическое обоснование на примере работы изгибаемого железобетонного элемента при кратковременной нагрузке, для которого значение R_{onc} можно выразить через отношение $M_{расч} / M_{пред}$ [15-17].

Фактический предельный момент $M_{пред}$ возникает при реальной работе бетона с криволинейной эпюрой напряжений и при использовании фактических (средних) прочностей материалов $\overline{R}_{sn}$ и $\overline{R}_{bn}$.

Для любой эпюры напряжений $\sigma_b(y)$ в сжатой зоне высотой сжатой зоны x вводятся два параметра: полнота эпюры ω и положение центра тяжести эпюры γ (рисунок 1).



а – первая стадия; б – вторая стадия; в – третья стадия;
Рисунок 1 – Эпюры напряжений сжатого и растянутого бетона при различных стадиях НДС изгибаемого элемента

Полнота эпюры определяется как отношение площади эпюры к площади прямоугольника с максимальным напряжением R и той же высотой x :

$$\omega = \frac{\int_0^x \sigma_b(y) dy}{R \cdot x}. \quad (5)$$

Для треугольной эпюры (линейное распределение): $\omega=0,5$.

Для прямоугольной эпюры : $\omega=1,0$.

Для криволинейной эпюры (при реальной работе конструкций): $\omega_{пред} = 0,7 \div 0,8$ (для бетонов классов В15-В60), $0,5 \leq \omega \leq 0,6$ – для высокопрочных бетонов или, например, $\omega_{пред} = 0,85 - 0,0023B$, но не менее 0,5.

Положение центра тяжести эпюры γ определяется как относительное расстояние от сжатой грани до центра тяжести эпюры:

$$\gamma = \frac{y_c}{x}, \quad y_c = \frac{\int_0^x \sigma_b(y) y dy}{\int_0^x \sigma_b(y) dy}. \quad (6)$$

Для треугольной эпюры: центр тяжести на расстоянии $x/3$ от сжатой грани – $\gamma = 1/3$.

Для прямоугольной эпюры: $\gamma = 1/2$.

Для криволинейной эпюры: γ лежит в интервале $0,35 \div 0,45$ (можно принять $\gamma_{пред} \approx 0,4$).

С учетом этого, запишем выражение для фактического предельного изгибающего момента $M_{пред}$. При реальной работе бетона максимальные напряжения в сжатой зоне равны средней призмочной прочности $R_{призм}$. Условие равновесия продольных сил:

$$\omega_{пред} \overline{R_{bn}} b x_{пред} = \overline{R_{sn}} A_s. \quad (7)$$

Отсюда высота сжатой зоны:

$$x_{пред} = \frac{\overline{R_{sn}} A_s}{\omega_{пред} \overline{R_{bn}} b}. \quad (8)$$

Момент относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{пред} = \omega_{пред} \overline{R_{bn}} b x_{пред} (h_0 - \gamma_{пред} x_{пред}). \quad (9)$$

Введём коэффициент армирования $\mu = A_s / (b h_0)$. Тогда:

$$x_{пред} = \frac{\mu \overline{R_{sn}}}{\omega_{пред} \overline{R_{bn}}} h_0; \quad \xi_{пред} = \frac{x_{пред}}{h_0} = \frac{\mu \overline{R_{sn}}}{\omega_{пред} \overline{R_{bn}}}. \quad (10)$$

Подставляя (10) в (9), получаем:

$$M_{пред} = b h_0^2 \mu \overline{R_{sn}} (1 - \gamma_{пред} \xi_{пред}). \quad (11)$$

Далее запишем выражение для расчётного момента $M_{расч}$ (по СП 63.13330). В нормативном документе используется прямоугольная эпюра напряжений с высотой сжатой

зоны (до нейтральной оси), равной $x_{расч} = \xi_{расч} h_0$ с полнотой $\omega_{расч} = 1$ и центром тяжести на расстоянии $x_{расч}/2$ от сжатой грани, что соответствует $\gamma_{расч} = 0,5$.

Уравнение равновесия:

$$R_b b x_{расч} = R_s A_s. \quad (12)$$

По аналогии с (11) можно записать уравнение для расчётного момента $M_{расч}$:

$$x_{расч} = \frac{\mu R_s}{\omega_{расч} R_b} h_0; \quad \xi_{расч} = \frac{x_{расч}}{h_0} = \frac{\mu R_s}{\omega_{расч} R_b}. \quad (13)$$

$$M_{расч} = b h_0^2 \mu R_s (1 - \gamma_{расч} \xi_{расч}). \quad (14)$$

Введём коэффициенты перехода от фактических (средних) прочностей к расчётным:

$$R_s = k_a \overline{R_{sn}}, \quad R_b = k_b \overline{R_{bn}}, \quad (15)$$

где k_a и k_b – коэффициенты, учитывающие статистическую изменчивость и нормативные коэффициенты надёжности.

$$k_a = \frac{1 - 1,64\nu_a}{\gamma_s}; \quad k_b = \frac{1 - 1,64\nu_b}{\gamma_b}, \quad (16)$$

$\nu_a = 0,05 \dots 0,07$ коэффициент вариации для арматуры с физическим пределом текучести;

$\nu_b = 0,135$ для бетона классов В15-В60.

Из (10) и (13) с помощью (15) выразим $\xi_{расч}$ через $\xi_{пред}$:

$$\xi_{расч} = \frac{\mu k_a \overline{R_{sn}}}{\omega_{расч} k_b \overline{R_{bn}}} = \frac{k_a \omega_{пред}}{k_b \omega_{расч}} \xi_{пред}. \quad (17)$$

Найдем отношение $M_{расч}$ к $M_{пред}$.

$$\begin{aligned} \frac{M_{расч}}{M_{пред}} &= \frac{b h_0^2 \mu R_s (1 - \gamma_{расч} \xi_{расч})}{b h_0^2 \mu R_{sn} (1 - \gamma_{пред} \xi_{пред})} = \frac{R_s (1 - \gamma_{расч} \xi_{расч})}{R_{sn} (1 - \gamma_{пред} \xi_{пред})} = \\ &= \frac{k_a \overline{R_{sn}} \left(1 - \gamma_{расч} \frac{k_a \omega_{пред}}{k_b \omega_{расч}} \xi_{пред} \right)}{\overline{R_{sn}} (1 - \gamma_{пред} \xi_{пред})} = k_a \frac{1 - \gamma_{расч} \frac{k_a \omega_{пред}}{k_b \omega_{расч}} \xi_{пред}}{1 - \gamma_{пред} \xi_{пред}} \end{aligned} \quad (18)$$

Таким образом, отношение расчетного момента к предельному (фактическому) зависит от коэффициента безопасности арматуры и бетона, полноты эпюры сжатой зоны бетона и положения центра ее тяжести, а также величины $\xi_{пред}$.

Выражение (18) в таком случае представим в виде:

$$\frac{M_{расч}}{M_{пред}} = \frac{1 - 1,64\nu_a}{\gamma_s} \cdot \frac{1 - \gamma_{расч} \frac{\gamma_b (1 - 1,64\nu_a) \omega_{пред}}{\gamma_s (1 - 1,64\nu_b) \omega_{расч}} \xi_{пред}}{1 - \gamma_{пред} \xi_{пред}}. \quad (19)$$

Заменяя $\omega_{расч} = 1$ и $\gamma_{расч} = 0,5$ в соответствии с требованиями СП 63.13330 при прямоугольной эпюре, получаем

$$\frac{M_{расч}}{M_{пред}} = \frac{1 - 1,64\nu_a}{\gamma_s} \cdot \frac{1 - 0,5 \frac{\gamma_b (1 - 1,64\nu_a) \omega_{пред}}{\gamma_s (1 - 1,64\nu_b)} \xi_{пред}}{1 - \gamma_{пред} \xi_{пред}}. \quad (20)$$

Построим графики зависимости отношения $M_{расч} / M_{пред}$ от фактической высоты сжатой зоны $\xi_{пред}$.

1. Рассмотрим расчетный случай по СП 63.13330 с прямоугольной эпюрой сжатой зоны и определим значения согласно формуле (20). Зададимся значениями: $\gamma_{пред} = 0,4$; $\omega_{пред} = 0,75$; $\nu_a = 0,07$; $\nu_b = 0,135$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,3$.

2. В работах [18-20] отмечается, что в эксплуатационной стадии, при работе конструкций в рамках I и II предельных состояний, эпюра сжатой зоны по результатам экспериментальных исследований, имеет форму треугольника ($\omega = 0,5$, $\gamma = 1/3$). Определим значения $\xi_{пред}$ согласно формуле (19). Зададимся значениями: $\gamma_{пред} = 0,4$; $\omega_{пред} = 0,75$; $\omega_{расч} = 0,5$, $\gamma_{расч} = 1/3$; $\nu_a = 0,07$; $\nu_b = 0,135$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,3$.

Результаты расчетов показаны на графике (рисунок 2).

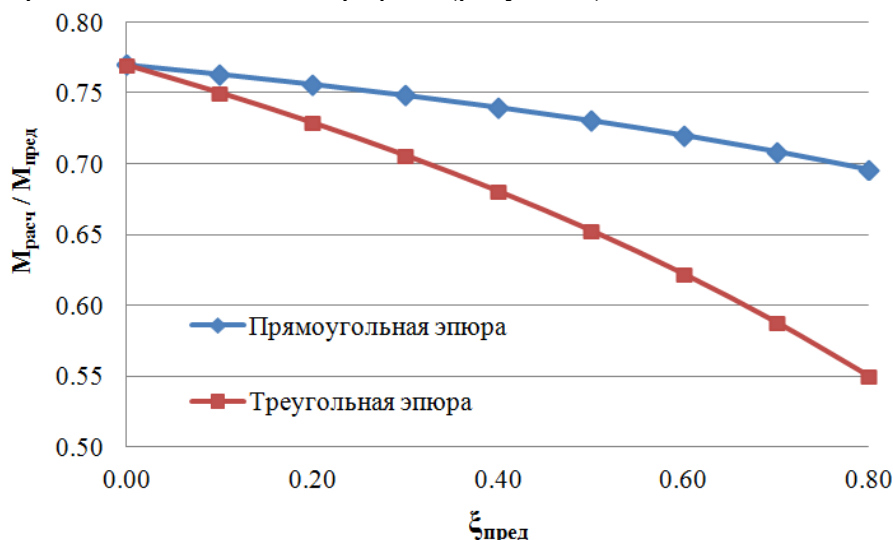


Рисунок 2 – График отношения изгибающих моментов (расчетного к предельному) от фактической высоты сжатой зоны

Получили интервал отношения для $M_{расч} / M_{пред} \approx 0,7 \div 0,77$ – при прямоугольной эпюре, и $0,55 \div 0,77$ – при треугольной эпюре. Учитывая, что фактическая высота сжатой зоны будет больше 0,2-0,3, то значение $R_{авар}$ принимается равным 0,75.

Необходимо также отметить, что в аналитическом обосновании мы учитывали только запасы, связанные с характеристиками бетона и арматуры, а также распределением напряжений сжатой зоны бетона. Проведенные расчеты не учитывают другие коэффициенты надежности и условий работы.

4. Заключение

По итогам проведенных исследований можно сформулировать следующие основные выводы:

1. В нормативных документах для особого предельного состояний конструкций отсутствуют границы допустимого снижения несущей способности относительно проектного значения, т.е. перехода конструкций в ограниченно работоспособное и аварийное состояния – $R_{огр}$ и $R_{авар}$.

2. Имеется наличие резервов в конструкциях по прочности до 30 %, а по деформативности до 50 % при условии соблюдения всех нормативных требований, закладываемых на стадии проектирования и с учетом фактических характеристик.

3. В рамках аналитического вывода отношения расчетного момента к предельному с учетом полноты эпюры напряжений и коэффициентов надёжности были получены значения $M_{расч} / M_{пред} \approx 0,7 \div 0,77$ (при расчете с прямоугольной эпюрой) и $0,55 \div 0,77$ – для треугольной эпюры.

4. Приняты следующие значения границ:

- для ограниченно работоспособного состояния $R_{огр} = 0,9$, что соответствует началу использования проектного запаса при снижении несущей способности на 10 % от проектной;
- граница аварийного состояния $R_{авар} = 0,75$ отвечает снижению на 25 % от проектной величины, что полностью согласуется с полученным диапазоном проектного запаса в рамках аналитического обоснования, анализа экспериментальных исследований, а также и требованиями ГОСТ 8829.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Золина Т. В., Туснин А. Р. Увеличение срока эксплуатации промышленного объекта введением конструктивных мер // Вестник МГСУ. 2015. № 6. С. 41-49.
2. Беленцов Ю. А. Метод расчета строительных конструкций по уровню надежности // Строительные материалы. 2020. № 11. С. 54-60. DOI 10.31659/0585-430X-2020-786-11-54-60.
3. Салатов Е. К. Повышение достоверности результатов технического обследования зданий и сооружений // Вестник Московского информационно-технологического университета - Московского архитектурно-строительного института. 2024. № 2. С. 31-36. DOI 10.52470/2619046X_2024_2_31.
4. Новиков Н. С., Титков С. О. Общие вопросы проведения технического обследования зданий и сооружений // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. 2019. № 6(140). С. 47-52.
5. Тамразян А. Г. Расчет элементов конструкций при заданной надежности и нормальном распределении нагрузки и несущей способности // Вестник МГСУ. 2012. № 10. С. 109-115.
6. Себешев В. Г. Рациональная методика вероятностных расчетов параметров напряженно-деформированного состояния и показателей механической надежности сооружений и конструкций // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2025. № 5(797). С. 30-44. DOI 10.32683/0536-1052-2025-797-5-30-44.
7. Перельмутер А. В., Пичугин С. Ф. Об оценке уязвимости строительных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5(49). С. 5-14. DOI 10.5862/MCE.49.1.
8. Мкртычев О. В., Щедрин О. С., Лохова Е. М. Определение коэффициентов надежности по ответственности для отдельных несущих элементов на основе вероятностного анализа // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 10. С. 1331-1346. DOI 10.22227/1997-0935.2022.10.1331-1346.
9. Завистовский В. Э., Коробов О. В. Надежность элементов конструкций с повреждениями // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2011. № 8. С. 42-47.
10. Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Terekhov I.A., Kudyakov K.L. Determination of the criteria of deformation in a special limiting state // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Vol 1. pp. 108-116. Режим доступа: <https://ijccse.iasv.ru/index.php/ijccse/issue/view/51/62>
11. Келасев Н.Г., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Терехов И.А., Шмаков С.Д., Черепанов А.В. Повышение экономической эффективности железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2025. № 6. С. 32-38.
12. Трекин Н. Н., Кодыш Э. Н. Особое предельное состояние железобетонных конструкций и его нормирование // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 5. С. 4-9. DOI 10.33622/0869-7019.2020.05.04-09.
13. Савин С. Ю., Федорова Н. В., Колчунов В. И. Устойчивость железобетонных каркасов зданий в предельных состояниях // Academia. Архитектура и строительство. 2023. № 4. С. 127-137. DOI 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137.
14. Федоров В. С., Шавыкина М. В., Юсупова Е. В. Прогибы железобетонных конструкций в предельном состоянии // Строительство и реконструкция. 2017. № 4(72). С. 80-86.
15. Кодыш Э. Н., Трекин Н. Н., Трекин Д. Н. Численные исследования прочности, трещиностойкости и деформаций изгибаемых и внецентренно сжатых элементов // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2014. № 11(190). С. 33-35.
16. Колчунов В. И., Яковенко И. А. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне // Строительство и реконструкция. 2011. № 6(38). С. 16-23.
17. Курнавина С. О., Цацулин И. В. Геометрическая гипотеза для нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов // Строительство и реконструкция. 2025. № 2(118). С. 33-43. DOI 10.33979/2073-7416-2025-118-2-33-43.
18. Столяров Я.В. Введение в теорию железобетона. М.: Стройиздат Наркомстроя, 1941. 447 с.
19. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Госстройиздат, 1962. 96 с.
20. Ильин О. Ф. Исследование железобетонных балок из высокопрочного бетона при действии поперечных сил: дис. ... канд. техн. наук. М., 1973. 117 с.

REFERENCES

1. Zolina T.V., Tusnin A.R. Extending industrial objects' life by introduction constructive measures. Vestnik MGSU (Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering). 2015;(6):41-49. (In Russian)

2. Belentsov Yu.A. The method of calculation of building structures by reliability level. *Stroitel'nyye materialy (Building materials)*. 2020;(11):54–60. (In Russian) DOI: 10.31659/0585-430X-2020-786-11-54-60
3. Salatov E.K. Increasing the reliability of the results of technical inspection of buildings and structures. *Vestnik Moskovskogo informatsionno-tekhnologicheskogo universiteta – Moskovskogo arkhitekturno-stroitel'nogo instituta (Bulletin of Moscow Information Technology University – Moscow Architectural and Construction Institute)*. 2024;(2):31–36. (In Russian) DOI: 10.52470/2619046X_2024_2_31
4. Novikov N.S., Titkov S.O. General issues of technical inspection buildings and structures. *Vestnik Donbasskoy natsional'noy akademii stroitel'stva i arkhitektury (Bulletin of Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture)*. 2019;(6(140)):47–52. (In Russian)
5. Tamrazyan A.G. Design of structural elements in the event of the pre-set reliability, regular load and bearing capacity distribution. *Vestnik MGSU (Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering)*. 2012;(10):109–115. (In Russian)
6. Sebeshev V.G. Rational methodology of probabilistic calculations of stress-strain state parameters and mechanical reliability indicators of structures and constructions. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo (News of Higher Educational Institutions. Construction)*. 2025;(5(797)):30–44. (In Russian) DOI: 10.32683/0536-1052-2025-797-5-30-44
7. Perelmuter A.V., Pichugin S.F. Issues on estimation of building structure vulnerability. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal (Magazine of Civil Engineering)*. 2014;(5(49)):5–14. (In Russian) DOI: 10.5862/MCE.49.1
8. Mkrtchev O.V., Shchedrin O.S., Lokhova E.M. Determination of individual coefficients on the basis of probabilistic analysis. *Vestnik MGSU (Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering)*. 2022;17(10):1331–1346. (In Russian) DOI: 10.22227/1997-0935.2022.10.1331-1346
9. Zavistovsky V.E., Korobov O.V. Reliability of damaged constructional elements. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnyye nauki (Herald of Polotsk State University. Series F. Civil engineering. Applied sciences)*. 2011;(8):42–47. (In Russian)
10. Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Terekhov I.A., Kudyakov K.L. Determination of the criteria of deformation in a special limiting state. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021;1:108–116. Available at: <https://ijccse.iasv.ru/index.php/ijccse/issue/view/51/62>
11. Kelasiev N.G., Trekin N.N., Kodysh E.N., Terekhov I.A., Shmakov S.D., Cherepanov A.V. Improving the economic efficiency of reinforced concrete structures. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo (Industrial and Civil Engineering)*. 2025;(6):32–38. (In Russian)
12. Trekin N.N., Kodysh E.N. Special limit condition of reinforced concrete structures and its normalization. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo (Industrial and Civil Engineering)*. 2020;(5):4–9. (In Russian) DOI: 10.33622/0869-7019.2020.05.04-09
13. Savin S.Yu., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Stability analysis of reinforced concrete building frames under ultimate states. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo (Academia. Architecture and construction)*. 2023;(4):127–137. (In Russian) DOI: 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137
14. Fedorov V.S., Shavykina M.V., Yusupova E.V. Definition of reinforced concrete structures in limit state. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya (Construction and reconstruction)*. 2017;(4(72)):80–86. (In Russian)
15. Kodysh E.N., Trekin N.N., Trekin D.N. Numerical studies of strength, fracture toughness and bending deformations and eccentrically compressed elements. *Stroitel'nyye materialy, oborudovaniye, tekhnologii XXI veka (Construction materials, equipment, technologies of the XXI century)*. 2014;(11(190)):33–35. (In Russian)
16. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. About use of a hypothesis of flat sections in ferro-concrete. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya (Construction and reconstruction)*. 2011;(6(38)):16–23. (In Russian)
17. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Geometric hypothesis for normal sections of flexural and eccentrically compressed reinforced concrete members. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya (Construction and reconstruction)*. 2025;(2(118)):33–43. (In Russian) DOI: 10.33979/2073-7416-2025-118-2-33-43
18. Stolyarov Ya.V. *Vvedeniye v teoriyu zhelezobetona (Introduction to the theory of reinforced concrete)*. Moscow: Stroyizdat Narkomstroya; 1941. 447 p. (In Russian)
19. Berg O.Ya. *Fizicheskiye osnovy teorii prochnosti betona i zhelezobetona (Physical foundations of the theory of strength of concrete and reinforced concrete)*. Moscow: Gosstroyizdat; 1962. 96 p. (In Russian)
20. Ilyin O.F. *Issledovaniye zhelezobetonnykh balok iz vysokoprochnogo betona pri deystvii poperechnykh sil (Study of reinforced concrete beams made of high-strength concrete under the action of transverse forces)*: Ph.D. thesis. Moscow; 1973. 117 p. (In Russian)

Сведения об авторах:

Федоров Виктор Сергеевич, доктор технических наук, профессор, академик РААСН, заведующий кафедрой строительных конструкций, зданий и сооружений, ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия. Scopus ID: 57214645407, SPIN-код: 5729-7193. <https://orcid.org/0000-0002-0906-716X>. E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Терехов Иван Александрович, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительных конструкций, зданий и сооружений (ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта», г. Москва, Россия);

ведущий научный сотрудник (АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), г. Москва, Россия). Scopus ID: 57204873269, SPIN-код: 5607-3615, <https://orcid.org/0009-0007-0711-0340>. E-mail: terekhov-i@mail.ru

Лелетко Дмитрий Петрович, заведующий сектором, АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), г. Москва, Россия. SPIN-код: 36601-9149, <https://orcid.org/0009-0009-8722-718X>. E-mail: otks@yandex.ru.

About the authors:

Viktor S. Fedorov, Doctor of Technical Sciences, Professor, Academician of the RAACS, Head of the Department of Building Constructions, Buildings and Structures, Russian University of Transport, Moscow, Russia. Scopus ID: 57214645407, SPIN-код: 5729-7193. <https://orcid.org/0000-0002-0906-716X>. E-mail: fvs_skzs@mail.ru

Ivan A. Terekhov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Building Constructions, Buildings and Structures (Russian University of Transport, Moscow, Russia); Leading Researcher (JSC Central Research and Design Experimental Institute of Industrial Buildings and Structures – TsNIIPromzdaniy (JSC TsNIIPromzdaniy), Moscow, Russia). Scopus ID: 57204873269, SPIN-код: 5607-3615, <https://orcid.org/0009-0007-0711-0340>. E-mail: terekhov-i@mail.ru

Dmitry P. Leletko, Head of the Sector, JSC Central Research and Design Experimental Institute of Industrial Buildings and Structures – TsNIIPromzdaniy (JSC TsNIIPromzdaniy), Moscow, Russia. SPIN-код: 36601-9149, <https://orcid.org/0009-0009-8722-718X>. E-mail: otks@yandex.ru.

Вклад авторов: Федоров В.С. – общее руководство работой, концепция исследования, научное редактирование; **Терехов И.А.** – определение резервов в коэффициентах запаса, анализ данных о работе изгибаемых элементов в стадии разрушения, аналитическое обоснование границ технического состояния, анализ полученных результатов, подготовка рисунков и текста; **Лелетко Д.П.** – введение и исходные предпосылки метода предельных состояний, проверка полученных аналитических зависимостей, научное редактирование.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Авторы утвердили окончательный вариант статьи.

The authors declare no conflict of interest.

The authors have approved the final version.

Статья поступила в редакцию 24.05.2026
Одобрена после рецензирования 02.06.2026
Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 24.05.2026
Approved after reviewing 02.06.2026
Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

В.А. СМІРНОВ^{1,2}¹Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия²ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия**ДИНАМИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ВЯЗКОУПРУГОГО
ВИБРОДЕМПФИРУЮЩЕГО МАТЕРИАЛА**

Аннотация. В статье предложена локальная феноменологическая модель динамического поведения вязкоупругого вибродемпфирующего материала на основе микроклеточного полиуретанового эластомера. Актуальность исследования связана с необходимостью корректного задания частотно-зависимых динамических характеристик материалов при расчёте систем виброизоляции зданий, инженерного оборудования, элементов верхнего строения пути и конструкций, чувствительных к структурной вибрации. В качестве экспериментальной основы использованы частотные зависимости динамического модуля упругости и коэффициента механических потерь, полученные методом динамического механического анализа в диапазоне 1–1000 Гц. Рассмотрена модифицированная двухветвевая модель дробного стандартного линейного твёрдого тела с дополнительным фоновым уровнем механических потерь. Показано, что введение фонового параметра потерь позволяет физически обоснованно описать ненулевой уровень диссипации в низко- и среднечастотной области без искусственного завышения вклада релаксационных ветвей. Идентификация параметров выполнена методом взвешенных наименьших квадратов с мультистарт-оптимизацией. Полученная модель воспроизводит экспериментальные значения динамического модуля и коэффициента потерь в инженерно значимом диапазоне частот и может быть использована как материальная подмодель при расчёте виброизолирующих элементов при малых гармонических колебаниях около предварительно нагруженного состояния.

Ключевые слова: вязкоупругость, пенополиуретан, вибродемпфирующий материал, динамический модуль упругости, коэффициент потерь, дробная производная, дробная модель СЛТ, DMA-анализ, виброизоляция.

Для цитирования: Смирнов В.А. Динамическая модель вязкоупругого вибродемпфирующего материала // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 81-90. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-81-90. EDN: QSEYWI

Research Article

V.A. SMIRNOV^{1,2}¹Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN), Moscow, Russia²Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia**DYNAMIC MODEL OF A VISCOELASTIC VIBRATION-DAMPING
MATERIAL**

Abstract. The paper proposes a local phenomenological model for the dynamic behavior of a viscoelastic vibration-damping material based on a microcellular polyurethane elastomer. The study is motivated by the need to specify frequency-dependent dynamic material properties in calculations of vibration isolation systems for buildings, engineering equipment, railway track components and structures sensitive to structure-borne vibration.

© Смирнов В.А., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Frequency dependences of the dynamic elastic modulus and mechanical loss factor obtained by dynamic mechanical analysis in the range of 1–1000 Hz are used as experimental data. A modified two-branch fractional standard linear solid model with an additional loss-floor parameter is considered. It is shown that the loss-floor term allows one to reproduce a non-zero dissipation level in the low- and mid-frequency range without artificially increasing the contribution of relaxation branches. Model parameters are identified by weighted least squares with multistart optimization. The resulting model reproduces the experimental dynamic modulus and loss factor within the engineering frequency range and can be used as a material submodel for vibration-isolating elements subjected to small harmonic oscillations around a preloaded equilibrium state.

Keywords: viscoelasticity, polyurethane foam, vibration-damping material, dynamic modulus, loss factor, fractional derivative, fractional SLS model, DMA analysis, vibration isolation.

For citation: Smirnov V.A. Dynamic model of a viscoelastic vibration-damping material. Building and Reconstruction. 2026; 3(125): 81-90. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-81-90. EDN: QSEYWI

1. Введение

Вязкоупругие полимерные материалы применяют в строительной и машиностроительной практике в качестве элементов виброизоляции, вибродемпфирования и акустической развязки. Для инженерного расчёта таких систем недостаточно знать только статический модуль: при динамическом воздействии материал работает как частотно-зависимый элемент, одновременно накапливающий и рассеивающий механическую энергию. Поэтому при подборе виброизоляции оборудования, проектировании упругих прокладок под рельсовые элементы, виброизолирующих матов под фундаментами зданий и опорных систем оборудования необходимо задавать комплексный модуль упругости $E^*(\omega)$, его действительную часть $E'(\omega)$, мнимую часть $E''(\omega)$ и коэффициент потерь $\eta(\omega)$. Неверное задание этих характеристик приводит к ошибке в оценке собственной частоты, коэффициента передачи вибрации, амплитуды резонансного отклика и требуемой несущей способности виброизоляторов.

Состояние вопроса показывает, что задача идентификации феноменологических моделей вязкоупругих материалов остаётся актуальной. В работе S.W. White и соавторов [7] были описаны экспериментальные методы определения нелинейных и вязкоупругих свойств гибких полиуретановых пен при динамическом нагружении; эта работа важна тем, что показала зависимость параметров пены от уровня предварительного сжатия. R. Deng, P. Davies и А.К. Bajaj [8] предложили модель гибкой полиуретановой пены для сидений с учётом нелинейной упругости и линейной вязкоупругости, что подтвердило необходимость раздельного описания статического поджатия и малых динамических приращений. Т. Pritz [6] показал, что пятипараметрические дробные модели способны описывать экспериментальные кривые динамических свойств полимерных демпфирующих материалов лучше, чем простые модели с целочисленными производными. А.С. Galucio, J.F. Deü и R. Ohayon [9] развили конечно-элементную формулировку для вязкоупругих сэндвич-балок с дробными операторами, что существенно для включения таких материалов в расчёт конструкций. К. Adolfsson, М. Enelund и Р. Olsson [10] рассмотрели дробную модель вязкоупругости и вопросы её численной дискретизации; эта работа важна для практической реализации наследственных операторов во времени.

Дальнейшее развитие направления связано с идентификацией параметров по частотным функциям отклика и экспериментальным DMA-данным. S.Y. Kim и D.H. Lee [11] предложили процедуру определения параметров дробно-производных моделей по измеренным частотным передаточным функциям. R. Lewandowski и B. Chorażyczewski [12] разработали методы идентификации параметров дробных моделей Кельвина-Фойгта и Максвелла для вязкоупругих демпферов. М. Sasso, G. Palmieri и D. Amodio [13] показали применимость дробных моделей к линейным вязкоупругим задачам и подчеркнули необходимость выбора модели с учётом формы экспериментального спектра потерь. В обзоре Yu.A. Rossikhin и M.V. Shitikova [2] систематизированы приложения дробного исчисления к

динамическим задачам механики твёрдого тела; авторы отдельно отмечают, что для инженерных задач дробные производные целесообразно вводить прежде всего в описания диссипативных и вязкоупругих сил, а не в инерционные члены. В обзорной работе M.V. Shitikova [3] рассмотрены дробно-операторные вязкоупругие модели, применяемые в задачах динамики деформируемых систем.

Для строительных приложений особенно важны работы, связывающие параметры материала с эффективностью работы систем виброизоляции. Н.М.С.С. Somarathna и соавторы [14] обобщили применение полиуретанов в конструкционных и инфраструктурных задачах, включая области, где существенны энергоёмкость и демпфирование. Y. Xu и соавторы [15] показали применение дробно-производной модели для вязкоупругого демпфера при низких температурах. С. Ngamkhanong и S. Kaewunruen [16] исследовали влияние подшпальных прокладок на динамический отклик железобетонных шпал при ударных нагрузках, что подчёркивает практическую значимость корректного задания динамической жёсткости упругих прокладок. J. Cortazar-Noguerol и соавторы [17] экспериментально показали влияние предварительного поджатия на динамические свойства полиуретановой эластомерной пены. В работе M.V. Shitikova и V.A. Smirnov [18] выполнен анализ параметров реологических моделей для вспененных вибродемпфирующих материалов с различной плотностью и структурой пор.

Несмотря на развитость классических и дробных моделей, для практических задач виброизоляции остаётся методическая проблема: экспериментальные зависимости $|E^*(f)|$ и $\eta(f)$ в диапазоне 1–1000 Гц нередко имеют разную кривизну, а коэффициент потерь не стремится к нулю в низкочастотной части рабочего диапазона. Простая модель Кельвина-Фойгта, классическая модель стандартного линейного твёрдого тела и даже одно- или двухветвевые дробные модели без фонового уровня потерь могут формально аппроксимировать один показатель, но ухудшать физическую интерпретацию другого. Поэтому требуется модель, которая одновременно сохраняет инженерную простоту, учитывает наследственный характер релаксации и допускает ненулевой базовый уровень диссипации.

Цель настоящей работы — построить и идентифицировать локальную феноменологическую модель комплексного динамического модуля вязкоупругого вибродемпфирующего материала при малых гармонических колебаниях относительно предварительно нагруженного состояния. Научная новизна работы состоит во введении в двухветвевую дробную модель стандартного линейного твёрдого тела дополнительного параметра фоновых потерь η_f , позволяющего устойчиво описывать коэффициент потерь в рабочем диапазоне частот без нарушения физической интерпретации релаксационных ветвей.

2. Модели и методы

Объект исследования и экспериментальная основа

В качестве объекта исследования в работе рассматривается микроячеистый полиуретановый вибродемпфирующий материал, работающий в режиме сжатия как упругий слой системы виброизоляции. Материал характеризуется предварительным статическим напряжением σ_0 и соответствующей статической деформацией ε_0 . Динамический анализ выполняется для малых приращений напряжения и деформации относительно этой рабочей точки:

$$\sigma(t) = \sigma_0 + \tilde{\sigma}(t), \varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \tilde{\varepsilon}(t), \quad (1)$$

где σ_0 и ε_0 — статическая рабочая точка, а $\tilde{\sigma}(t)$, $\tilde{\varepsilon}(t)$ — малые динамические приращения.

Экспериментальные данные представлены частотными зависимостями модуля комплексного динамического модуля $|E^*(f)|$ и коэффициента потерь $\eta(f)$, полученными методом динамического механического анализа (DMA) [1]. На рисунке 1 приведены исходные зависимости в диапазоне 1–1000 Гц. Согласно ISO 4664-1:2022, при анализе динамических

свойств резиноподобных материалов используют понятия комплексного, накопительного и модуля потерь, а коэффициент потерь определяется через отношение мнимой и действительной частей комплексного модуля [19].

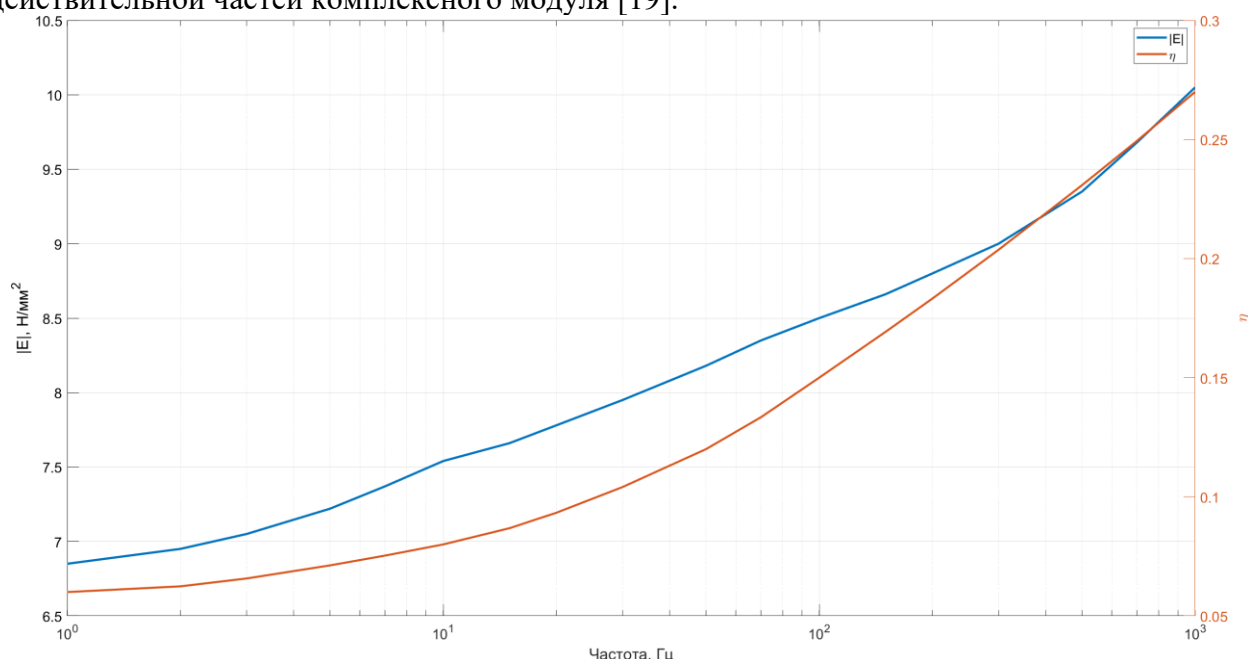


Рисунок 1 – Частотные зависимости динамического модуля $|E^*|$ и коэффициента потерь η исследуемого материала

Для гармонического воздействия принимается:

$$\tilde{\varepsilon}(t) = \varepsilon_a e^{i\omega t}, \tilde{\sigma}(t) = \sigma_a e^{i(\omega t + \delta)}, \omega = 2\pi f,$$

а комплексный динамический модуль определяется соотношением:

$$E^*(\omega; \sigma_0) = \frac{\tilde{\sigma}(\omega)}{\tilde{\varepsilon}(\omega)} = E'(\omega; \sigma_0) + iE''(\omega; \sigma_0), \eta(\omega) = \frac{E''(\omega)}{E'(\omega)}. \quad (2)$$

Здесь E' — накопительный, или упругий, модуль; E'' — модуль потерь; δ — угол фазового сдвига между напряжением и деформацией. В дальнейшем модель рассматривается как локальная частотная аппроксимация, справедливая только для условий испытаний, близких температур, малых динамических амплитуд и выбранного диапазона частот.

Феноменологическая модель материала

Предлагаемая модель представляет собой модифицированную двухветвевую дробную модель стандартного линейного твёрдого тела (СЛТ). Две дробные ветви (E_1 , η_1 и E_2 , η_2) описывают распределённые релаксационные механизмы материала, а параметр η_F задаёт фоновый уровень механических потерь, наблюдаемый в рабочем диапазоне частот. Структурная схема модели приведена на рисунке 2.

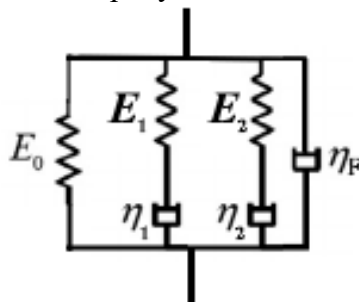


Рисунок 2 – Феноменологическая динамическая модель материала

Для двух дробных ветвей базовая часть комплексного модуля записывается в виде:

$$E_{FSLs}^*(\omega; \sigma_0) = E_e(\sigma_0) + \sum_{j=1}^2 \Delta E_j(\sigma_0) \frac{(i\omega\tau_j)^{\alpha_j}}{1 + (i\omega\tau_j)^{\alpha_j}}, 0 < \alpha_j < 1. \quad (3)$$

Здесь E_e — равновесный инкрементальный модуль при заданной рабочей точке σ_0 ; ΔE_j — амплитуда релаксационной добавки j -й ветви; τ_j — характерное время релаксации; α_j —

порядок дробности, отвечающий за ширину распределения времён релаксации. При $\alpha_j = 1$ соответствующая ветвь переходит к классическому элементу СЛТ с одной характерной релаксацией; при $0 < \alpha_j < 1$ спектр релаксации становится растянутым, что характерно для неоднородных полимерных и ячеистых материалов.

Для разделения действительной и мнимой частей введём обозначения:

$$x_j = (\omega\tau_j)^{\alpha_j}, c_j = \cos\left(\frac{\pi\alpha_j}{2}\right), s_j = \sin\left(\frac{\pi\alpha_j}{2}\right).$$

Тогда вклад j -й ветви в накопительный и модуль потерь равен:

$$E'_j(\omega) = \Delta E_j \frac{x_j c_j + x_j^2}{1 + 2x_j c_j + x_j^2},$$

$$E''_j(\omega) = \Delta E_j \frac{x_j s_j}{1 + 2x_j c_j + x_j^2}.$$

С учётом фонового уровня потерь итоговые выражения для модели принимают вид:

$$E'_{\text{total}}(\omega) = E_e + \sum_{j=1}^2 \Delta E_j \frac{x_j c_j + x_j^2}{1 + 2x_j c_j + x_j^2}, E''_{\text{total}}(\omega) = \sum_{j=1}^2 \Delta E_j \frac{x_j s_j}{1 + 2x_j c_j + x_j^2} + \eta_F E'_{\text{total}}(\omega). \quad (4)$$

$$\eta_{\text{model}}(\omega) = \frac{E''_{\text{total}}(\omega)}{E'_{\text{total}}(\omega)}, E_{\text{dyn.model}}(\omega) = |E^*(\omega)| = \sqrt{[E'_{\text{total}}(\omega)]^2 + [E''_{\text{total}}(\omega)]^2}. \quad (5)$$

Физический смысл параметров модели приведён в таблице 1.

Таблица 1 – Физический смысл параметров модели

Параметр	Физический смысл	Физико-химическая интерпретация
E_e , Н/мм ²	Равновесный инкрементальный модуль при заданной σ_0	Упругая жёсткость полиуретанового каркаса и ячеистой структуры при медленном нагружении
ΔE_1 , Н/мм ²	Амплитуда первой релаксационной добавки к модулю	Вклад относительно медленных механизмов: сегментальная подвижность мягкой фазы, перестройка водородных связей, локальная деформация стенок ячеек
τ_1 , с	Характерное время релаксации первой ветви	Частотное положение первой распределённой релаксационной зоны
α_1	Ширина спектра релаксации первой ветви	Чем меньше α_1 , тем шире распределение времён релаксации; для ППУ это отражает неоднородность фаз и ячеистой структуры
ΔE_2 , Н/мм ²	Амплитуда второй релаксационной добавки к модулю	Вклад быстрых механизмов: локальное трение в жёстких сегментах, микродеформации перемычек, газо- и поромеханические эффекты
τ_2 , с	Характерное время релаксации второй ветви	Частотное положение второй релаксационной зоны
α_2	Ширина спектра второй релаксации	При $\alpha_2 \rightarrow 1$ ветвь приближается к классическому СЛТ-поведению
η_F	Базовый уровень потерь	Частотно-слабо-зависимые потери: микрофрикция, внутреннее трение стенок ячеек, газодинамические потери, технологическая неоднородность

Идентификация параметров

Искомый вектор параметров имеет вид:

$$\mathbf{p} = [E_e, \Delta E_1, q_1, \alpha_1, \Delta E_2, q_2, \alpha_2, \eta_F].$$

Параметры определяют из условия минимизации взвешенного функционала отклонения расчётных значений динамического модуля и коэффициента потерь от экспериментальных данных:

$$\Phi(\mathbf{p}) = \sum_{k=1}^N \left[w_E \left(\frac{E_{\text{dyn.model}}(\omega_k; \mathbf{p}) - E_{\text{dyn.exp}}(\omega_k)}{E_{\text{dyn.exp}}(\omega_k)} \right)^2 + w_\eta (\eta_{\text{model}}(\omega_k; \mathbf{p}) - \eta_{\text{exp}}(\omega_k))^2 \right].$$

Весовые коэффициенты w_E и w_η выбираются так, чтобы вклад ошибки по динамическому модулю и по коэффициенту потерь был сопоставимым. Начальные приближения задают на основе экспериментальных кривых: равновесный модуль выбирают близким к низкочастотному значению $E_{\text{dyn}}(1 \text{ Гц})$, базовый уровень потерь — немного ниже минимального экспериментального η , дробные показатели — в диапазонах, соответствующих

широкому и узкому спектрам релаксации. Практически использовали мультистарт-оптимизацию с последующей локальной минимизацией функционала. Такой подход уменьшает риск попадания в локальный минимум и позволяет оценить устойчивость идентифицированных параметров. Выбранные начальные приближения:

$$E_e^{(0)} \approx 0.95 \dots 1.05 \cdot E_{\text{dyn}}(1 \text{ Hz}), \eta_F^{(0)} \approx 0.8 \dots 0.9 \cdot \min(\eta_k),$$

$$\alpha_1^{(0)} = 0.4 \dots 0.6, \alpha_2^{(0)} = 0.8 \dots 1.0,$$

$$\tau_1^{(0)} = 10^{-7} \dots 10^{-5} \text{ s}, \tau_2^{(0)} = 10^{-7} \dots 10^{-5} \text{ s}.$$

3. Результаты исследования и их анализ

Результаты аппроксимации модели (3) получены по данным DMA-анализа в диапазоне 1–1000 Гц. На рисунке 3 представлены сопоставления экспериментальных и расчётных значений динамического модуля, коэффициента потерь, ошибки аппроксимации и расчётной петли гистерезиса для частоты 10 Гц.

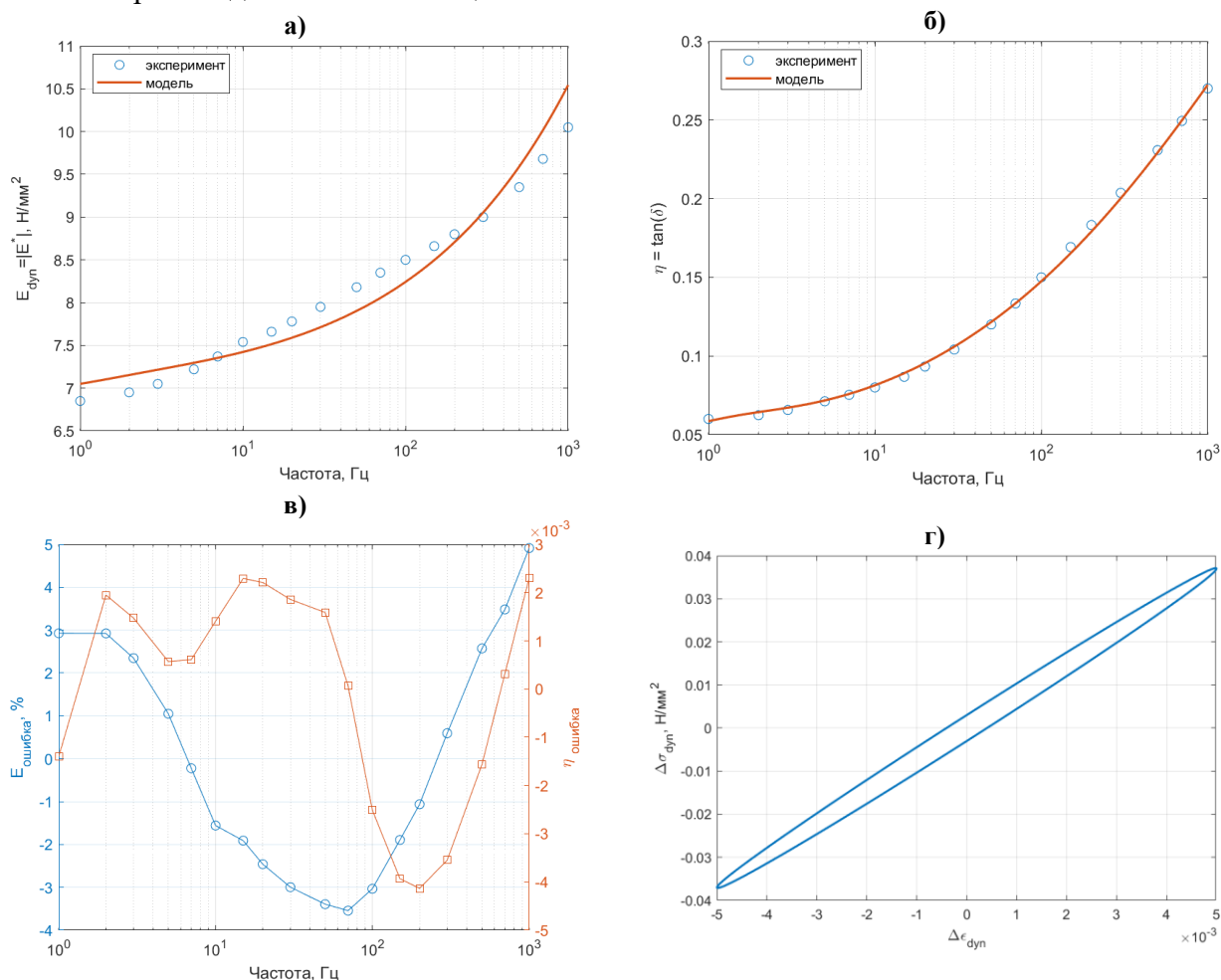


Рисунок 3 – Результаты аппроксимации: а) динамический модуль; б) коэффициент потерь; в) ошибка аппроксимации; г) петля гистерезиса при $f=10$ Гц и амплитуде 0,005 мм

Идентифицированные параметры модели (3) приведены в таблице 2. Значения отражают две различные зоны релаксационного поведения: первая ветвь с α_1 , близким к единице, фактически описывает почти классическую релаксацию, тогда как вторая ветвь с $\alpha_2 \approx 0,43$ задаёт более широкий распределённый спектр быстрых механизмов. Большая величина ΔE_2 не должна трактоваться как самостоятельный статический модуль материала: в дробной ветви она задаёт амплитуду частотно-зависимой добавки в пределах рабочей аппроксимации и связана с формой спектра $|E^*(f)|$ и $\eta(f)$.

Таблица 2 – Результаты идентификации параметров модели

Обозначение	Значение
E_e	6,8291 Н/мм ²
ΔE_1	0,12944 Н/мм ²
τ_1	0,11872 с
α_1	0,999
ΔE_2	87,119 Н/мм ²
τ_2	$1,46 \cdot 10^{-7}$ с
α_2	0,43365
η_F	0,031

Качество аппроксимации приведено в таблице 3. Среднеквадратичная ошибка по динамическому модулю составляет 0,227 Н/мм², максимальная ошибка — 0,494 Н/мм². Для коэффициента потерь RMSE равна 0,00219, а максимальное отклонение — 0,00413. С учётом технологического разброса свойств вспененных полиуретановых материалов такой уровень точности является достаточным для инженерных расчётов виброизоляции в выбранном частотном диапазоне.

Таблица 3 – Качество аппроксимации

Показатель	Значение
RMSE по E_{dyn}	0,22708 Н/мм ²
Максимальная ошибка по E_{dyn}	0,49377 Н/мм ²
RMSE по η	0,0021855
Максимальная ошибка по η	0,0041315

Основной инженерный эффект предлагаемой модели состоит в том, что она одновременно воспроизводит рост динамического модуля с частотой и изменение коэффициента потерь. Если исключить фоновый параметр η_F , релаксационные ветви вынуждены компенсировать низкочастотные потери за счёт искажения параметров ΔE_j , τ_j и α_j . Это приводит к формально приемлемой, но менее интерпретируемой подгонке: часть базовой микрофрикционной и газодинамической диссипации ошибочно приписывается релаксационным механизмам. Введение η_F отделяет слабочастотно-зависимые потери от наследственной релаксации, поэтому модель становится более устойчивой при экстраполяции внутри диапазона 1–1000 Гц.

Для практических расчётов виброизоляции модель может использоваться как частотно-зависимый закон изменения динамических характеристик материала. Например, для слоя площадью A и толщиной h при сжатии динамическая жёсткость в первом приближении определяется выражением:

$$k_{dyn}(\omega) = E_{dyn}(\omega) \frac{A}{h}, \quad (6)$$

а собственная частота одномассовой системы с массой m может оцениваться как:

$$f_0 \approx \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{dyn}(\omega_0)}{m}}. \quad (7)$$

Так как k_{dyn} зависит от частоты, расчёт f_0 требует итерационного уточнения или выбора модуля при частоте, близкой к ожидаемой собственной частоте системы. Коэффициент потерь $\eta(\omega)$ далее используется для оценки эквивалентного демпфирования, ширины резонансной зоны и уровня передаваемой вибрации. В этом заключается практическое преимущество модели перед расчётом по одному статическому модулю: инженер получает частотно-согласованное значение жёсткости и диссипации материала.

Следует подчеркнуть, что предложенная модель является локальной феноменологической аппроксимацией. Она не описывает разрушение ячеистой структуры,

нелинейное смятие, большие деформации, температурно-временную суперпозицию и деградацию материала при длительном циклическом воздействии. Для переноса модели на другие уровни предварительного поджатия σ_0 , температуры и амплитуды деформации требуется независимая экспериментальная верификация.

4. Заключение

1. Показано, что для описания динамического поведения микроячеистого полиуретанового вибродемпфирующего материала в диапазоне 1–1000 Гц целесообразно использовать локальную феноменологическую модель, построенную для малых гармонических колебаний около предварительно нагруженного состояния.

2. Предложена модифицированная двухветвевая дробная модель стандартного линейного твёрдого тела с дополнительным фоновым уровнем потерь η_f . Дробные ветви описывают распределённые релаксационные процессы, а η_f учитывает слабочастотно-зависимую диссипацию, связанную с микрофрикцией, газо- и поромеханическими эффектами и технологической неоднородностью материала.

3. Идентификация параметров по данным DMA-анализа методом взвешенных наименьших квадратов показала хорошее совпадение расчётных и экспериментальных зависимостей. Получены ошибки RMSE: 0,22708 Н/мм² по динамическому модулю и 0,0021855 по коэффициенту потерь.

4. Введение η_f улучшает физическую интерпретируемость модели: низко- и среднечастотные потери не приходится искусственно переносить в релаксационные ветви, что повышает устойчивость параметров при инженерном использовании модели.

5. Модель может применяться в расчётах систем виброизоляции как частотно-зависимый материаловый закон для определения динамической жёсткости, коэффициента потерь и параметров одномассовых или многомассовых расчётных схем. Область применимости ограничена диапазоном частот, температурой, амплитудой и статическим поджатием, соответствующими экспериментальным данным.

5. Благодарности

Работа выполнена при поддержке гранта Российского научного фонда № 25-11-00140.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Смирнов В.А. Идентификация параметров вязкоупругих материалов по результатам DMA-анализа // Строительство и реконструкция. 2025. № 3. С. 60–72. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-119-3-60-72.
2. Rossikhin Yu.A., Shitikova M.V. Application of Fractional Calculus for Dynamic Problems of Solid Mechanics: Novel Trends and Recent Results // Applied Mechanics Reviews. 2010. Vol. 63. Article 010801. DOI: 10.1115/1.4000563.
3. Shitikova M.V. Fractional Operator Viscoelastic Models in Dynamic Problems of Mechanics of Solids: A Review // Mechanics of Solids. 2022. Vol. 57, No. 1. Pp. 1–33. DOI: 10.3103/S0025654422010022.
4. Mainardi F. Fractional Calculus and Waves in Linear Viscoelasticity: An Introduction to Mathematical Models. 2nd ed. Singapore: World Scientific, 2022. 625 p.
5. Baleanu D., Diethelm K., Scalas E., Trujillo J.J. Fractional Calculus: Models and Numerical Methods. 2nd ed. Singapore: World Scientific, 2017. 476 p.
6. Pritz T. Five-parameter fractional derivative model for polymeric damping materials // Journal of Sound and Vibration. 2003. Vol. 265, No. 5. Pp. 935–952. DOI: 10.1016/S0022-460X(02)01530-4.
7. White S.W., Kim S.K., Bajaj A.K., Davies P., Showers D.K., Liedtke P.E. Experimental Techniques and Identification of Nonlinear and Viscoelastic Properties of Flexible Polyurethane Foam // Nonlinear Dynamics. 2000. Vol. 22. Pp. 281–313. DOI: 10.1023/A:1008302208269.
8. Deng R., Davies P., Bajaj A.K. Flexible polyurethane foam modelling and identification of viscoelastic parameters for automotive seating applications // Journal of Sound and Vibration. 2003. Vol. 262, No. 3. Pp. 391–417. DOI: 10.1016/S0022-460X(03)00104-4.

9. Galucio A.C., Deü J.F., Ohayon R. Finite element formulation of viscoelastic sandwich beams using fractional derivative operators // *Computational Mechanics*. 2004. Vol. 33. Pp. 282–291. DOI: 10.1007/s00466-003-0529-x.
10. Adolfsson K., Enelund M., Olsson P. On the Fractional Order Model of Viscoelasticity // *Mechanics of Time-Dependent Materials*. 2005. Vol. 9. Pp. 15–34. DOI: 10.1007/s11043-005-3442-1.
11. Kim S.Y., Lee D.H. Identification of fractional-derivative-model parameters of viscoelastic materials from measured FRFs // *Journal of Sound and Vibration*. 2009. Vol. 324. Pp. 570–586. DOI: 10.1016/j.jsv.2009.01.056.
12. Lewandowski R., Chorażyczewski B. Identification of the parameters of the Kelvin–Voigt and the Maxwell fractional models, used to modeling of viscoelastic dampers // *Computers & Structures*. 2010. Vol. 88, No. 1–2. Pp. 1–17. DOI: 10.1016/j.compstruc.2009.09.001.
13. Sasso M., Palmieri G., Amodio D. Application of fractional derivative models in linear viscoelastic problems // *Mechanics of Time-Dependent Materials*. 2011. Vol. 15. Pp. 367–387. DOI: 10.1007/s11043-011-9153-x.
14. Somarathna H.M.C.C., Raman S.N., Mohotti D., Mutalib A.A., Badri K.H. The use of polyurethane for structural and infrastructural engineering applications: A state-of-the-art review // *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 190. Pp. 995–1014. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.09.166.
15. Xu Y., Dong Y., Huang X., Luo Y., Zhao S. Properties Tests and Mathematical Modeling of Viscoelastic Damper at Low Temperature With Fractional Order Derivative // *Frontiers in Materials*. 2019. Vol. 6. Article 194. DOI: 10.3389/fmats.2019.00194.
16. Ngamkhanong C., Kaewunruen S. Effects of under sleeper pads on dynamic responses of railway prestressed concrete sleepers subjected to high intensity impact loads // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 214. Article 110604. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110604.
17. Cortazar-Noguerol J., Cortés F., Sarria I., Elejabarrieta M.J. Preload Influence on the Dynamic Properties of a Polyurethane Elastomeric Foam // *Polymers*. 2024. Vol. 16, No. 13. Article 1844. DOI: 10.3390/polym16131844.
18. Shitikova M.V., Smirnov V.A. Analysis of rheological model parameters for various foamed vibration-damping materials // *Magazine of Civil Engineering*. 2025. Vol. 18, No. 2. Article 13403. DOI: 10.34910/MCE.134.3.
19. ISO 4664-1:2022. Rubber, vulcanized or thermoplastic — Determination of dynamic properties — Part 1: General guidance. Geneva: International Organization for Standardization, 2022.

REFERENCES

1. Smirnov V.A. Identification of viscoelastic material parameters based on DMA analysis results. *Construction and Reconstruction*. 2025;(3):60–72. (In Russian) DOI: 10.33979/2073-7416-2025-119-3-60-72
2. Rossikhin Yu.A., Shitikova M.V. Application of Fractional Calculus for Dynamic Problems of Solid Mechanics: Novel Trends and Recent Results. *Applied Mechanics Reviews*. 2010;63:010801. DOI: 10.1115/1.4000563
3. Shitikova M.V. Fractional Operator Viscoelastic Models in Dynamic Problems of Mechanics of Solids: A Review. *Mechanics of Solids*. 2022;57(1):1–33. DOI: 10.3103/S0025654422010022
4. Mainardi F. *Fractional Calculus and Waves in Linear Viscoelasticity: An Introduction to Mathematical Models*. 2nd ed. Singapore: World Scientific; 2022.
5. Baleanu D., Diethelm K., Scalas E., Trujillo J.J. *Fractional Calculus: Models and Numerical Methods*. 2nd ed. Singapore: World Scientific; 2017.
6. Pritz T. Five-parameter fractional derivative model for polymeric damping materials. *Journal of Sound and Vibration*. 2003;265(5):935–952. DOI: 10.1016/S0022-460X(02)01530-4
7. White S.W., Kim S.K., Bajaj A.K., Davies P., Showers D.K., Liedtke P.E. Experimental Techniques and Identification of Nonlinear and Viscoelastic Properties of Flexible Polyurethane Foam. *Nonlinear Dynamics*. 2000;22:281–313. DOI: 10.1023/A:1008302208269
8. Deng R., Davies P., Bajaj A.K. Flexible polyurethane foam modelling and identification of viscoelastic parameters for automotive seating applications. *Journal of Sound and Vibration*. 2003;262(3):391–417. DOI: 10.1016/S0022-460X(03)00104-4

9. Galucio A.C., Deü J.F., Ohayon R. Finite element formulation of viscoelastic sandwich beams using fractional derivative operators. *Computational Mechanics*. 2004;33:282–291. DOI: 10.1007/s00466-003-0529-x
10. Adolfsson K., Enelund M., Olsson P. On the Fractional Order Model of Viscoelasticity. *Mechanics of Time-Dependent Materials*. 2005;9:15–34. DOI: 10.1007/s11043-005-3442-1
11. Kim S.Y., Lee D.H. Identification of fractional-derivative-model parameters of viscoelastic materials from measured FRFs. *Journal of Sound and Vibration*. 2009;324:570–586. DOI: 10.1016/j.jsv.2009.01.056
12. Lewandowski R., Chorażyczewski B. Identification of the parameters of the Kelvin–Voigt and the Maxwell fractional models, used to modeling of viscoelastic dampers. *Computers & Structures*. 2010;88(1–2):1–17. DOI: 10.1016/j.compstruc.2009.09.001
13. Sasso M., Palmieri G., Amodio D. Application of fractional derivative models in linear viscoelastic problems. *Mechanics of Time-Dependent Materials*. 2011;15:367–387. DOI: 10.1007/s11043-011-9153-x
14. Somarathna H.M.C.C., Raman S.N., Mohotti D., Mutalib A.A., Badri K.H. The use of polyurethane for structural and infrastructural engineering applications: A state-of-the-art review. *Construction and Building Materials*. 2018;190:995–1014. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.09.166
15. Xu Y., Dong Y., Huang X., Luo Y., Zhao S. Properties Tests and Mathematical Modeling of Viscoelastic Damper at Low Temperature With Fractional Order Derivative. *Frontiers in Materials*. 2019;6:194. DOI: 10.3389/fmats.2019.00194
16. Ngamkhanong C., Kaewunruen S. Effects of under sleeper pads on dynamic responses of railway prestressed concrete sleepers subjected to high intensity impact loads. *Engineering Structures*. 2020;214:110604. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110604
17. Cortazar-Noguerol J., Cortés F., Sarria I., Elejabarrieta M.J. Preload Influence on the Dynamic Properties of a Polyurethane Elastomeric Foam. *Polymers*. 2024;16(13):1844. DOI: 10.3390/polym16131844
18. Shitikova M.V., Smirnov V.A. Analysis of rheological model parameters for various foamed vibration-damping materials. *Magazine of Civil Engineering*. 2025;18(2):13403. DOI: 10.34910/MCE.134.3
19. ISO 4664-1:2022. *Rubber, vulcanized or thermoplastic — Determination of dynamic properties — Part 1: General guidance*. Geneva: International Organization for Standardization; 2022.

Сведения об авторе:

Смирнов Владимир Александрович, кандидат технических наук, доцент кафедры теоретической и строительной механики (НИУ МГСУ); ведущий научный сотрудник лаборатории «Комплексные проблемы виброакустики» (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия. Scopus ID: 57200044361, SPIN-код: 5262-8988, <https://orcid.org/0000-0001-5679-9542>. E-mail: belohvost@list.ru.

About the author:

Vladimir A. Smirnov, PhD in Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Theoretical and Structural Mechanics (Moscow State University of Civil Engineering); Leading Researcher at the Laboratory “Complex Problems of Vibroacoustics” (NIISF RAASN), Moscow, Russia. Scopus ID: 57200044361, SPIN-code: 5262-8988, <https://orcid.org/0000-0001-5679-9542>. E-mail: belohvost@list.ru

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author has approved the final version.

Статья поступила в редакцию 25.05.2026

Одобрена после рецензирования 02.06.2026

Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 25.05.2026

Approved after reviewing 02.06.2026

Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

С.В. ФЕДОСОВ¹, Д.Д. КОРОТЕЕВ^{1*}¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАДИАЦИОННО-КОНВЕКТИВНОГО ТЕПЛОПЕРЕНОСА В СИСТЕМЕ «ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОНСТРУКЦИЯ – ОБЛИЦОВОЧНОЕ ПОКРЫТИЕ»

Аннотация. В статье рассмотрены процессы радиационно-конвективного теплопереноса в системе «железобетонная конструкция – облицовочное покрытие». Облицовочные покрытия несущих ограждающих железобетонных конструкций могут быть выполнены из различных материалов и иметь различные конструктивные особенности, выполняя защитные и декоративные функции. Проанализированы случаи, когда покрытие имеет различную степень прозрачности. Проведено сравнение рассматриваемой системы с процессами термообработки железобетонных изделий с использованием солнечной энергии, при которой процесс радиационно-конвективного теплопереноса усложняется экзотермической реакцией гидратации цемента. Разработана модель радиационно-конвективного теплопереноса в системе «железобетонная конструкция – облицовочное покрытие». Проанализировано влияние степени прозрачности, а также интенсивности объемного источника теплоты, распределенного по координате в соответствии с законом Бугера-Ламберта-Бера, на формирование одномерного температурного поля по толщине железобетонной конструкции.

Ключевые слова: радиационно-конвективный теплоперенос, железобетонная конструкция, облицовочное покрытие, термообработка железобетонных изделий.

Для цитирования: Федосов С.В., Коротеев Д.Д. Моделирование радиационно-конвективного теплопереноса в системе «железобетонная конструкция – облицовочное покрытие» // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 91-100. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-91-103. EDN: ULPABN

Research Article

S.V. FEDOSOV¹, D.D. KOROTEEV^{1*}¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

MODELING OF HEAT TRANSFER PROCESSES IN THE SYSTEM "REINFORCED CONCRETE STRUCTURE – FAÇADE COVER"

Abstract. This article examines the processes of radiative-convective heat transfer in the "reinforced concrete structure – facade cover" system. Façade covers of load-bearing reinforced concrete structures can be made of various materials and have various design features, performing protective and decorative functions. Cases where the cover has varying degrees of transparency are analyzed. A comparison is made between the considered system and the processes of heat treatment of reinforced concrete structures using solar energy, in which the process of radiative-convective heat transfer is complicated by the exothermic reaction of cement hydration. A model of radiative-convective heat transfer in the "reinforced concrete structure – facing coating" system is developed. The influence of the degree of transparency, as well as the intensity of a volumetric heat source distributed along the coordinate in accordance with the Bouguer-Lambert-Beer law, on the formation of a one-dimensional temperature field across the thickness of the reinforced concrete structure is analyzed.

© Федосов С.В., Коротеев Д.Д., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Keywords: radiative-convective heat transfer, reinforced concrete structure, facade cover, heat treatment of reinforced concrete structures.

For citation: Fedosov S.V., Koroteev D.D. Modeling of radiation-convective heat transfer in the system "reinforced concrete structure – facade cover". Building and Reconstruction. 2026; 3(125): 91-100. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-91-103. EDN: ULPABN

1. Введение

В промышленном и гражданском строительстве широко используются бетонные и железобетонные конструкции, в частности, являющиеся несущими и ограждающими стенами зданий. В пределах своего жизненного цикла железобетонные несущие и ограждающие конструкции подвергаются воздействиям жидких и газообразных компонентов агрессивного характера, что негативно влияет на их физические свойства, такие как долговечность, морозостойкость, водостойкость, воздухоустойкость, что в конечном счёте ухудшает и механические характеристики [1, 2]. В этих условиях внешняя поверхность несущих и самонесущих ограждающих стен защищается облицовочным покрытием.

Облицовочные покрытия выполняют как защитные функции, позволяющие продлить срок службы железобетонных конструкций и предотвратить преждевременное появление физического износа, так и декоративные функции [3]. В современных условиях развития строительной индустрии облицовочные покрытия обладают достаточно высоким разнообразием по используемым материалам и конструктивным решениям покрытий, в том числе существуют различные фасадные системы, материалы из природного и искусственного камня, полимерные покрытия, стеклянные панели и т.п. [4, 5]. Разнообразные облицовочные покрытия применяются как при новом строительстве, так и при реконструкции и капитальном ремонте зданий [6].

Рисунок 1 показывают динамику процесса теплопереноса от внешней воздушной среды к внутренней среде помещения в течение дневного временного цикла через систему двух тел: облицовочного покрытия, имеющего толщину δ_1 с коэффициентами λ_1 , ρ_1 , c_1 , характеризующими теплопроводность, плотность и теплоемкость материала покрытия, и железобетонной конструкции толщиной δ_2 с коэффициентами λ_2 , ρ_2 , c_2 соответственно. На этом же рисунке обозначены и пограничные слои «газ – твердое тело» с модельными размерами δ_{c1} и δ_{c2} .

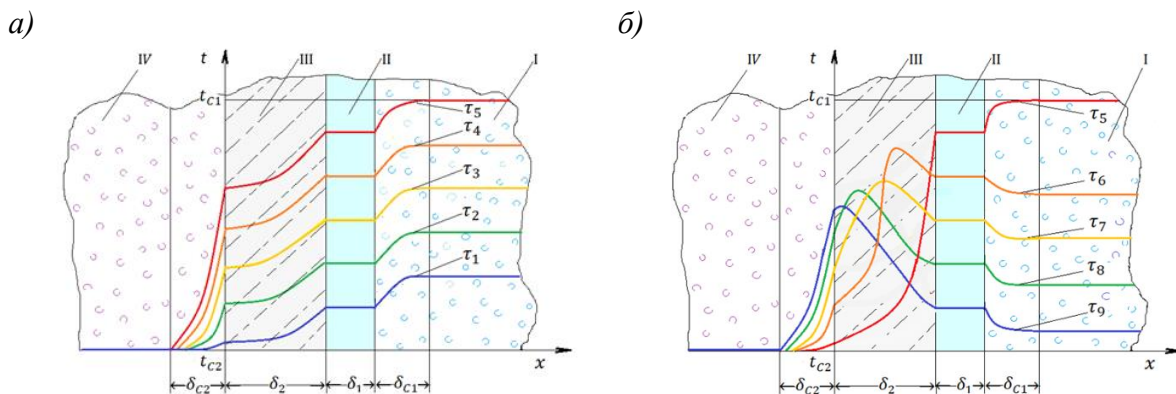


Рисунок 1 – Профили температур в двухслойной системе в процессах с переменной температурой среды: а) нагревание, б) охлаждение

I – внешняя воздушная среда; II – проникаемое (непроникаемое) облицовочное покрытие; III – бетонная (железобетонная) конструкция; IV – воздушная среда внутреннего помещения

Элемент покрытия имеет коэффициент пропускания солнечной радиации D , который определяет долю радиационно-конвективного теплового потока, проходящего к наружной поверхности железобетонной конструкции.

Значения качественных величин температурных показателей процесса иллюстрируются линиями роста температуры внешней воздушной среды от значения t_{c2} до t_{c1} , при значениях времени, определяемых показателями от τ_1 до τ_5 . Период охлаждения

внешней воздушной среды от значения t_{c1} до t_{c2} характеризуется значениями времени от τ_6 до τ_9 . Интересно отметить, что этап нагревания характеризуется пологими температурными кривыми, а этап охлаждения имеет экстремумы.

На рисунке 1 показана система «железобетонная конструкция – облицовочное покрытие» при плотном примыкании двух элементов друг к другу, она будет рассмотрена далее. Однако, некоторые облицовочные покрытия имеют в своей конструкции воздушные зазоры, слои теплоизоляции и т.д. [5, 7]. Прозрачность покрытия тоже может быть разной, начиная от непрозрачных, применяемых в большинстве случаев, относительно прозрачных («прозрачный» бетон и т.п.) и заканчивая прозрачными покрытиями, применяемыми в конструкциях теплоаккумулирующих стен (стена Тромба) для аккумуляирования солнечного излучения, используемого для нагревания воздуха внутри отапливаемого здания [7-9].

Для южных районов нашей страны, среднеазиатских республик и стран ближнего востока весьма перспективной является тепловая обработка железобетонных изделий с использованием солнечной энергии [10]. При использовании солнечной энергии как теплоносителя в качестве тепловых агрегатов применяются гелиоформы различной конструкции [11]. На рисунке 2 показана схема радиационно-конвективной обработки железобетонного изделия при стендовой технологии изготовления. Помимо стендовой технологии, в производстве сборных железобетонных изделий применяются также агрегатно-поточная и конвейерная технологии [12].

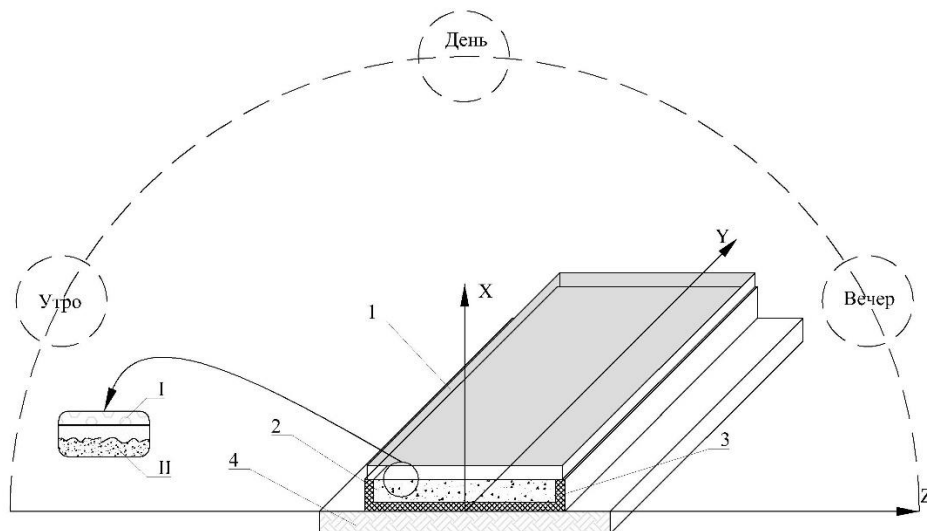


Рисунок 2 – Схема радиационно-конвективной термообработки железобетонного изделия при стендовой технологии производства на гелиополигоне:

1(I) – прозрачное покрытие; 2(II) – железобетонное изделие; 3 – опалубочная форма; 4 – стенд для установки опалубочной формы

Целью настоящего исследования является создание математической модели кинетики и динамики теплопереноса в системе «железобетонная конструкция – облицовочное покрытие», усиливающих условие теплового взаимодействия ограждающей конструкции с окружающей средой (внешней, наружной или внутренней в помещении).

2. Модели и методы

В основу методов математического моделирования рассматриваемых процессов положены фундаментальные представления о кинетике и динамике радиационно-конвективного теплопереноса. Немаловажным аспектом при рассмотрении этих процессов является учет свойств облицовочного покрытия. При этом возможны следующие развития ситуаций:

1. Облицовочное покрытие имеет высокое значение коэффициента пропускания солнечной радиации.

Как следует из физики явления радиационно-конвективного теплопереноса тепловое излучение проходит облицовочное покрытие, несколько ослабляясь по своей интенсивности от значения $I_0(\tau)$ до $I_1(\tau)$. В свою очередь, этот тепловой поток проникает через внешние слои материала покрытия.

В этом случае тепловое излучение будет непосредственно воздействовать на внешнюю поверхность железобетонной конструкции, проникая в неё. Это проникновение может быть охарактеризовано как мощность объемного источника теплоты, распределенного по координате в соответствии с законом Бугера-Ламберта-Бера [13]:

$$I(x) = I_0 \cdot \exp(-\kappa_\lambda x), \quad (1)$$

где I_0 – начальная интенсивность солнечного излучения; κ_λ – коэффициент поглощения солнечного излучения на данной длине волны λ .

2. Облицовочное покрытие непрозрачно, в этом случае оно нагревается под влиянием механизма радиационно-конвективного теплопереноса. Перенос теплоты будет для системы двух тел, и это значительно осложняет задачу. Облегчает её отсутствие теплового источника, определяемого прониканием теплового излучения.
3. Значительно более сложным является моделирование процессов теплопереноса для случаев термообработки бетона в условиях гелиополигона (рисунок 2), сопровождающихся тепловым эффектом реакций гидратации цемента, которые необходимо рассматривать как дополнительный объемный источник теплоты в толще железобетонные изделия при радиационно-воздушном тепломассопереносе. На сноске рисунка 2 показан в увеличении узел «прозрачное покрытие – воздушная прослойка – железобетонное изделие». Очевидно, что микрорельеф поверхностей показывает наличие неровностей и шероховатостей, которые необходимо также учитывать при рассмотрении процессов тепломассопереноса.

3. Результаты исследования и их анализ

Дифференциальное уравнение нестационарной теплопроводности для рассматриваемых процессов в первом случае (рисунок 1) записывается в форме [14]:

$$\rho_1 \cdot c_1 \frac{\partial t_1(x, \tau)}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda_1 \frac{\partial t_1(x, \tau)}{\partial x} \right] + q_V(x, \tau), \quad (2)$$

где $t_1(x, \tau)$ – функция, определяющая поле температур в твердой фазе по координате x в момент времени τ ; ρ_1 , c_1 , λ_1 – плотность, теплоемкость и теплопроводность бетонной субстанции; $q_V(x, \tau)$ – объемный источник теплоты вследствие возможных химических реакций. В рассматриваемом случае в качестве внутреннего источника теплоты можно рассматривать тепловой поток, определяемый по закону Бугера-Ламберта-Бера [13].

Следует отметить, что в общем случае воздействие внешней среды может приводить к изменению значений данных характеристик теплопереноса.

В соответствии с общеизвестной теорией Стефана-Больцмана [15] суммарная плотность теплового потока на внешней границе пластины определяется выражением [16]:

$$\begin{aligned} q_{\text{эфф.}}(x) &= \alpha_k [t_{c1}(\tau) - t_1(x, \tau)|_{x=\delta_1}] + \sigma \cdot \varepsilon \left\{ \left[\frac{T_1(\tau)}{100} \right]^4 - \left[\frac{T_2(\tau)}{100} \right]^4 \right\} = \\ &= \alpha_{\text{эфф.}}(\tau) [t_{c1}(\tau) - t_1(x, \tau)|_{x=\delta_1}], \end{aligned} \quad (3)$$

где $\alpha_{\text{эфф.}}(\tau)$ – эффективный коэффициент теплоотдачи посредством конвекции и излучения; α_k – коэффициент теплоотдачи посредством конвекции; $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8}$ [Вт/(м²·К⁴)] – константа Стефана-Больцмана; ε – степень черноты серого тела.

В соответствии с современными представлениями о процессах радиационно-конвективного теплообмена [15, 17] можно записать следующее выражение для плотности теплового потока на границе железобетонной конструкции и облицовочного покрытия:

$$I_0(\tau) = q_{\text{эф.}}(\tau) \cdot D, \quad (4)$$

где D – пропускная способность тела.

Введем ряд специальных понятий для рассматриваемого случая:

- поток излучения Q , (Вт) – количество лучистой энергии, проходящее через заданную поверхность F в единицу времени;
- плотность потока излучения E , (Вт/м²) – количество лучистой энергии, проходящее через единичную поверхность в единицу времени, определяемая по формуле:

$$E = \frac{dQ}{dF}. \quad (5)$$

- спектр излучения – характеристика излучающего тела $E_\lambda = f(\lambda)$, определяемая по формуле:

$$E = \int_0^\infty E_\lambda d\lambda, \quad (6)$$

где λ – длина волны излучения.

С учетом этих дополнительных материалов для краевой задачи нестационарного теплопереноса в твердом теле на наружной границе можно записать граничное условие в следующем виде:

$$I_0(\tau) = -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial x} \Big|_{x=\delta_2}. \quad (7)$$

На левой границе поверхности железобетонной конструкции осуществляется условие теплообмена с внутренним объемом помещения:

$$-\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial x} \Big|_{x=0} = I_{\text{к.вн.}}^*(\tau). \quad (8)$$

Здесь, величина, стоящая в правой части, характеризует интенсивность конвективного теплообмена ограничивающей поверхности с внутренним объемом помещения. Рассматривая данное слагаемое с физической точки зрения, можно записать:

$$I_{\text{к.вн.}}^*(\tau) = \alpha_{\text{к.вн.}}(\tau) [t_{\text{вн.}}(\tau) - t_2(x, \tau)|_{x=0}], \quad (9)$$

где $\alpha_{\text{к.вн.}}(\tau)$ – коэффициент теплоотдачи внутри.

Запись выражения (9) подразумевает, что температура внутри помещения, в общем случае, может изменяться во времени под действием вторичных факторов (включение/отключение нагревательных приборов, нарушение герметичности и т.д.).

В качестве начального условия можно записать:

$$t_2(x, \tau)|_{\tau=0} = t_{2.0}(x). \quad (10)$$

Таким образом, общая запись задачи нестационарной теплопроводности для рассматриваемого случая в размерных переменных:

$$\frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[a(x, \tau) \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial x} \right] + \frac{q_V(x, \tau)}{\rho_2(x, \tau) \cdot c_2(x, \tau)}; \quad \tau > 0; \quad 0 \leq x \leq \delta_2, \quad (11)$$

$$t_2(x, \tau)|_{\tau=0} = t_{2.0}(x), \quad (12)$$

$$I_0(\tau) = -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial x} \Big|_{x=\delta_2}, \quad (13)$$

$$I_{\text{к.вн.}}^*(\tau) = -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial x} \Big|_{x=0}. \quad (14)$$

Вводим безразмерные переменные вида:

$$\bar{x} = \frac{x}{\delta_2}; \quad Fo = \frac{a_2 \tau}{\delta_2^2}; \quad T(\bar{x}, Fo) = \frac{t_c(\tau) - t_2(x, \tau)}{t_c(\tau)}, \quad (15)$$

$$Ki_H(Fo) = \frac{\partial T(1, Fo)}{\partial \bar{x}}, \quad (16)$$

$$Ki_{BH}(Fo) = \frac{\partial T(0, Fo)}{\partial \bar{x}}. \quad (17)$$

Опуская несложные, но громоздкие преобразования, запишем в окончательном виде краевую задачу теплопроводности в безразмерном виде:

$$\frac{\partial T(\bar{x}, Fo)}{\partial Fo} = \frac{\partial^2 T(\bar{x}, Fo)}{\partial \bar{x}^2} + Po^* \cdot \exp(-k_\lambda \cdot \delta_2 \cdot \bar{x}), \quad (18)$$

$$T(\bar{x}, Fo)|_{Fo=0} = T_0(\bar{x}), \quad (19)$$

$$Ki_H(Fo) = \frac{\partial T(1, Fo)}{\partial \bar{x}}, \quad (20)$$

$$Ki_{BH}(Fo) = \frac{\partial T(0, Fo)}{\partial \bar{x}}. \quad (21)$$

И вновь, предполагая дальнейшую реализацию численно-аналитического подхода, рассмотрим вначале задачу моделирования для случая, когда все теплофизические критерии будут считаться постоянными на шаге расчета по времени ($\Delta \tau_i \rightarrow \Delta Fo_i$), но изменяющимися при переходе от одного микропроцесса к другому.

Поиск решения поставленной задачи будем производить с использованием метода интегрального преобразования Лапласа [18]. В соответствии с принятой методологией произведем почленный перевод слагаемых уравнения (18) в область комплексных переменных. Процедура выполнения прямого и обратного преобразований достаточно полно изложена в [18]. Приведем окончательный вариант записи:

$$\begin{aligned} T(\bar{x}, Fo) = & \int_0^1 T_0(\xi) d\xi - [Ki_{KBH} - Ki_H] \cdot Fo + \\ & + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos(\pi n \bar{x}) \exp(-\pi^2 n^2 Fo) \int_0^1 T_0(\xi) \cdot \cos(\pi n \xi) d\xi - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} [Ki_{KBH} - Ki_H (-1)^n] \cdot \\ & \cos(\pi n \bar{x}) \cdot [1 - \exp(-\pi^2 n^2 Fo)] + \frac{2}{\pi^2} \cdot Po^* \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \cdot \frac{1}{k_\lambda^2 \delta_2^2 + \pi^2 n^2} \cdot \cos(\pi n \bar{x}) \cdot [1 - \\ & \exp(-\pi^2 n^2 Fo)] \cdot [k_\lambda \delta_2 + \pi n \cdot \sin(\pi n K_6) - \\ & - k_\lambda \delta_2 \cdot \cos(\pi n K_6) \cdot \exp(-k_\lambda \delta_2 K_6)] \end{aligned} \quad (22)$$

Некоторые результаты расчетов по выражению (22) приведены на рисунках 3-6. На рисунке 3 показана динамика полей температур по сечению облицовочного покрытия при разных значениях K_6 , для расчета были взяты следующие значения составляющих формулы (22): $Ki_{KBH}=0,25$; $Ki_H=0,55$; $Fo=0,1$; $k_\lambda = 0,7$. Для расчетов принято постоянное по сечению начальное распределение полей температур. Рисунок 3 показывает, что при увеличении толщины, на которой действует объемный источник теплоты в соответствии с законом Бугера-Ламберта-Бера (значения K_6 с 0 до 0,6), значения температур на этой толщине увеличиваются. Увеличение значений температур обусловлено наличием объемного источника теплоты и ненулевым значением критерия Померанцева соответственно.

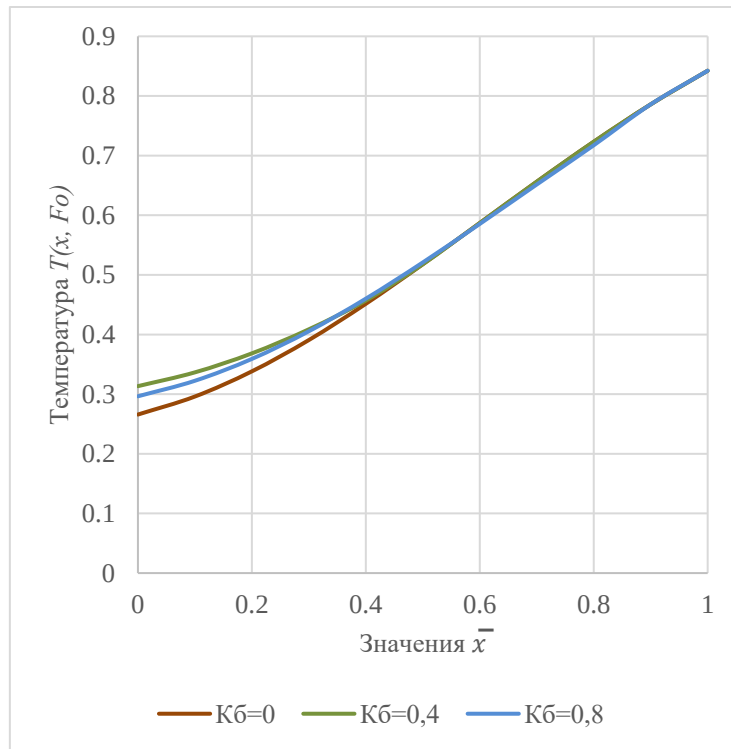


Рисунок 3 – Изменение безразмерных температур $T(\bar{x}, Fo)$ по сечению облицовочного покрытия при разных значениях K_6

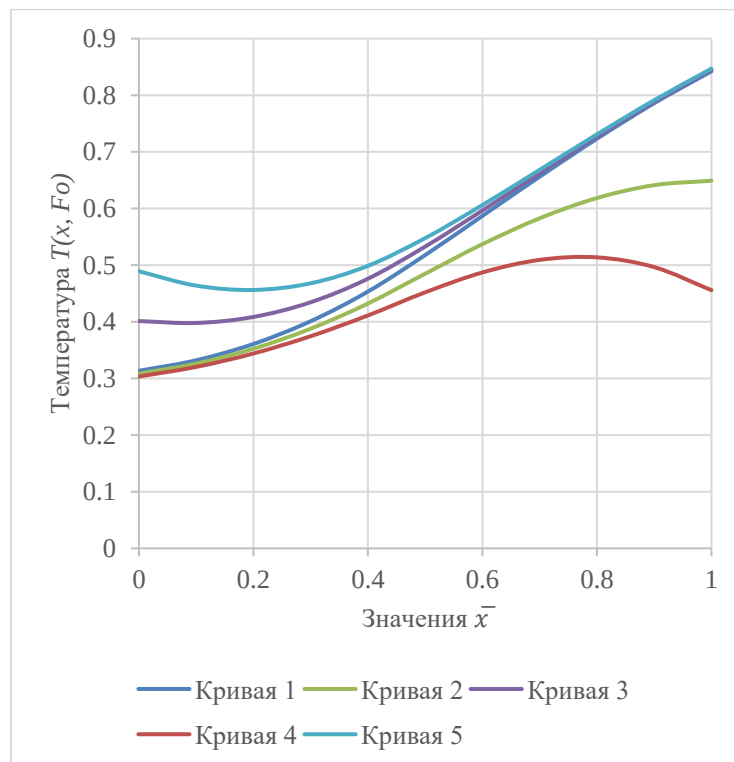


Рисунок 4 – Изменение безразмерных температур $T(\bar{x}, Fo)$ по сечению облицовочного покрытия при разных значениях критериев Кирпичева

Кривая 1 – динамика полей температур при $Ki_{к.вн}=0,25$ и $Ki_{н.}=0,55$; Кривая 2 – динамика полей температур при $Ki_{к.вн}=0,25$ и $Ki_{н.}=0$; Кривая 3 – динамика полей температур при $Ki_{к.вн}=0$ и $Ki_{н.}=0,55$; Кривая 4 – динамика полей температур при $Ki_{к.вн}=0,25$ и $Ki_{н.}=-0,55$; Кривая 5 – динамика полей температур при $Ki_{к.вн}=-0,25$ и $Ki_{н.}=0,55$.

На рисунке 4 показана динамика полей температур по сечению облицовочного покрытия при разных значениях критериев Кирпичева. Для расчета были взяты следующие значения составляющих формулы (22): $Fo=0,1$; $k_\lambda = 0,7$; $K_\delta=0,4$. Для расчетов принято постоянное по сечению начальное распределение полей температур. Рисунок 4 свидетельствует о значительном влиянии значений критерия Кирпичева, характеризующего интенсивность внешнего нагрева по отношению к рассматриваемой системе.

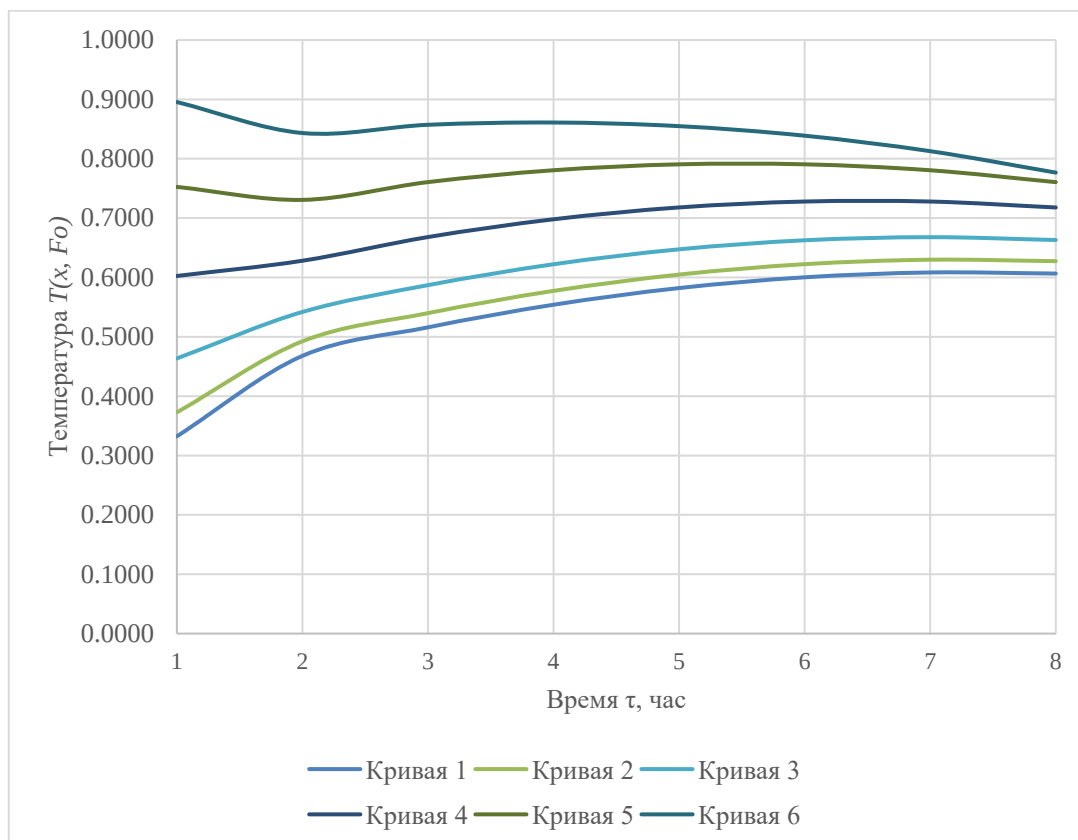


Рисунок 5 – Изменение безразмерных температур $T(\bar{x}, Fo)$ во времени по сечению облицовочного покрытия при изменении Ki_n от 0,7 до 0 при $Ki_{к.вн}=0,2$

Кривая 1 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0$; Кривая 2 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,2$; Кривая 3 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,4$; Кривая 4 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,6$; Кривая 5 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,8$; Кривая 6 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=1$.

На рисунках 5-6 показана динамика полей температур во времени. Каждая кривая на графике показывает изменение значений безразмерных температур во времени при определенных значениях $\bar{x}=0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1$. Рисунок 5 показывает влияние изменения значения критерия Кирпичева Ki_n , который уменьшался в расчете с 0,8 до 0 с каждым шагом во времени $\tau=1$ час на 0,1.

Рисунок 6 показывает влияние изменения значения критерия Кирпичева $Ki_{к.вн}$, который уменьшался с шагом во времени $\tau=1$ час на 0,1. При этом в расчетах была принята толщина $K_\delta=0,4$, на которой действовал внутренний источник теплоты. Снижение интенсивности внутреннего источника теплоты по толщине было учтено уменьшением значений критерия Померанцева.

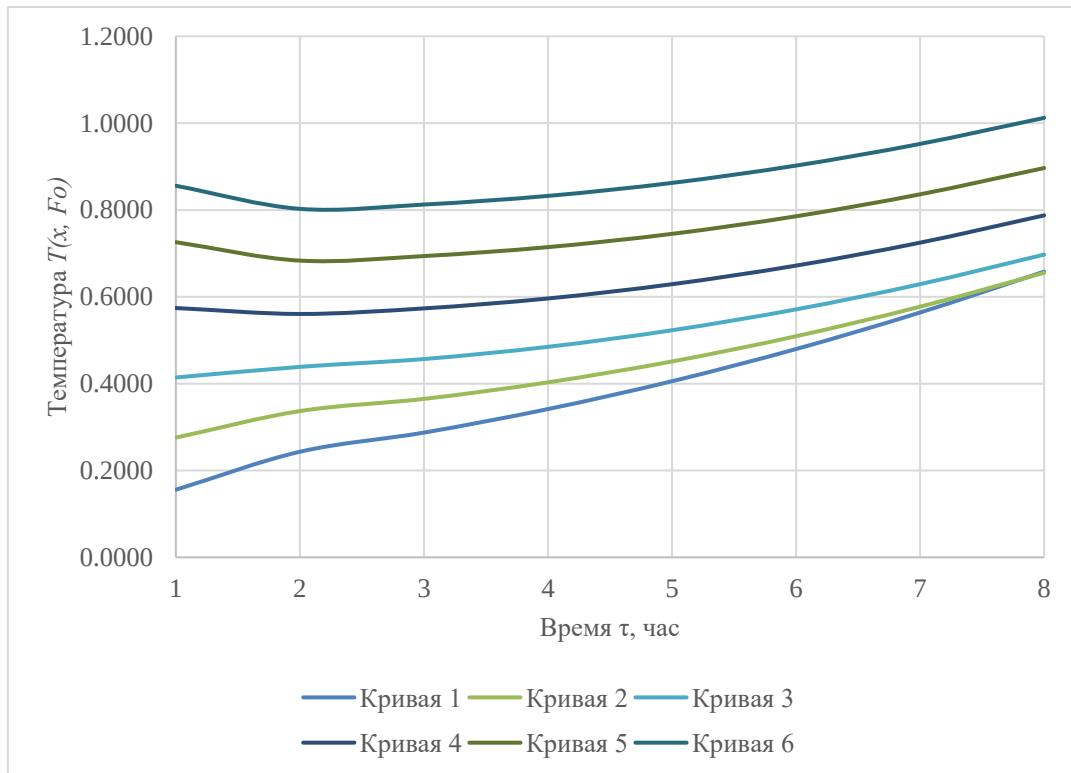


Рисунок 6 – Изменение безразмерных температур $T(\bar{x}, Fo)$ во времени по сечению облицовочного покрытия при изменении $Ki_{к.вн}$ от 0,7 до 0 при $Ki_{н.}=0,6$

Кривая 1 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0$; Кривая 2 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,2$; Кривая 3 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,4$; Кривая 4 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,6$; Кривая 5 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=0,8$; Кривая 6 – изменение безразмерной температуры для $\bar{x}=1$.

Перейдем к рассмотрению второго случая. В этом случае краевая задача нестационарной теплопроводности становится более сложной, поскольку в месте контакта двух пластин возникает граничное условие IV-го рода. Общая задача радиационно-конвективного теплопереноса в размерных величинах запишется так:

$$\rho_1 c_1 \frac{\partial t_1(x, \tau)}{\partial \tau} = \lambda_1 \frac{\partial^2 t_1(x, \tau)}{\partial x^2} + q_{1V}(x, \tau), \quad (23)$$

где $q_{1V}(x, \tau)$ – объемная плотность источника теплоты, определяемого законом Бугера-Ламберта-Бера применительно к поглощающей и декорирующей пластине:

$$\rho_2 c_2 \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial \tau} = \lambda_2 \frac{\partial^2 t_2(x, \tau)}{\partial x^2}. \quad (24)$$

Начальные условия, соответственно:

$$t_1(x, \tau)|_{\tau=0} = t_{1.0}(x); \quad t_2(x, \tau)|_{\tau=0} = t_{2.0}(x). \quad (25)$$

Условие теплообмена на границах системы со средой (воздушной снаружи и внутри помещения), запишется так:

- для радиационно-конвективного теплообмена снаружи ограждающей конструкции:

$$\alpha_{эф.}(\tau) [t_{с.н.}(\tau) - t_1(x, \tau)|_{x=\delta_1}] = -\lambda_1 \frac{\partial t_1(x, \tau)}{\partial x} \Big|_{x=\delta_1}, \quad (26)$$

- для конвективного теплообмена естественной конвекцией внутри помещения:

$$\alpha_{вн.}(\tau) [t_{вн.}(\tau) - t_2(x, \tau)|_{x=\delta_2}] = -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial x} \Big|_{x=\delta_2}. \quad (27)$$

В месте контакта устанавливается граничное условие IV-го рода. Для целей упрощения процедуры расчетов с использованием численно аналитического метода «микропроцессов» [18] поместим начало координат в место контакта пластин.

Итак, в месте контакта пластин:

$$t_1(x, \tau)|_{x=0} = t_2(x, \tau)|_{x=0} . \quad (28)$$

И, вторая часть условия:

$$-\lambda_1 \frac{\partial t_1(x, \tau)}{\partial x} |_{x=0} = -\lambda_2 \frac{\partial t_2(x, \tau)}{\partial x} |_{x=0} . \quad (29)$$

По аналогии с записью системы уравнений (18) – (21), для системы уравнений, описывающих радиационно-конвективный теплоперенос «железобетонной конструкции (пластины) – облицовочного покрытия» с воздушной средой и тепловым излучением, можно записать:

$$\frac{\partial T_1(\bar{x}_1, Fo_1)}{\partial Fo_1} = \frac{\partial^2 T_1(\bar{x}_1, Fo_1)}{\partial \bar{x}_1^2} + Po^* \cdot \exp(-k_\lambda \cdot \delta_1 \cdot \bar{x}_1) , \quad (30)$$

$$T_1(\bar{x}_1, Fo_1)|_{Fo_1=0} = T_{1,0}(\bar{x}_1) , \quad (31)$$

$$Ki_{c.n}(Fo_1) = \frac{\partial T_1(1, Fo_1)}{\partial \bar{x}_1} , \quad (32)$$

$$Ki_{вн.1}(Fo_1) = \frac{\partial T_1(1, Fo_1)}{\partial \bar{x}_1} . \quad (33)$$

где $Ki_{c.n}(Fo_1)$ – значение числа Кирпичева для наружной плоскости «железобетонной конструкции (пластины) – облицовочного покрытия», $Ki_{вн.1}(Fo_1)$ – значение числа Кирпичева для внутренней поверхности «железобетонной конструкции (пластины) – облицовочного покрытия».

Для теплопереноса в железобетонной конструкции (пластине) краевая задача нестационарной теплопроводности запишется в виде:

$$\frac{\partial T_2(\bar{x}_2, Fo_2)}{\partial Fo_2} = \frac{\partial^2 T_2(\bar{x}_2, Fo_2)}{\partial \bar{x}_2^2} , \quad (34)$$

$$T_2(\bar{x}_2, Fo_2)|_{Fo_2=0} = T_{2,0}(\bar{x}_2) , \quad (35)$$

$$Ki_{c.в.}(Fo_2) = \frac{\partial T_2(1, Fo_2)}{\partial \bar{x}_2} , \quad (36)$$

$$Ki_{вн.2}(Fo_2) = \frac{\partial T_2(1, Fo_2)}{\partial \bar{x}_2} . \quad (37)$$

где $Ki_{c.н}(Fo_2)$ – значение числа Кирпичева для наружной поверхности железобетонной конструкции, $Ki_{вн.2}(Fo_2)$ – значение числа Кирпичева для внутренней поверхности железобетонной конструкции.

Для критериев Фурье можно записать следующие выражения:

$$Fo_1 = \frac{\alpha_1 \tau^*}{\delta_1^2} ; \quad Fo_2 = \frac{\alpha_2 \tau^*}{\delta_2^2} . \quad (38)$$

Очевидно, что критерии Фурье определяются для одинаковых значений времени τ^* .

Между критериями устанавливается связь:

$$Fo_1 = Fo_2 \cdot k_\alpha \cdot k_\delta , \quad (39)$$

где $k_\alpha = \frac{\alpha_1}{\alpha_2}$; $k_\delta = \frac{\delta_2^2}{\delta_1^2}$.

В результате проведенных математических преобразований выстраивается следующая система взаимодействия алгоритмов реализации полученных решений.

Для второго рассмотренного случая динамика полей температур по координате $\bar{x}_1$ «железобетонной конструкции (пластины) – облицовочного покрытия» будет определяться расчетами по выражению (22) с учетом присвоения индекса «1» ко всем критериям подобия.

В свою очередь, расчеты динамики полей температур по толщине железобетонной конструкции будут определяться более упрощенными выражениями. Которые также получаются из уравнения (22) при исполнении условия $Ro^* = 0$ и соответствующей замене значений критериев Кирпичева на их аналоги из выражений (32), (33) и (36), (37).

Разумеется, определяющим фактором успеха реализации методики вычислений является использование вариативности процедур расчетов граничных условий IV-го рода. Данная методика реализации подробно изложена в [18].

4. Заключение

1. Разработана модель радиационно-конвективного теплопереноса в системе «железобетонная конструкция – облицовочное покрытие», когда покрытие имеет высокое значение коэффициента пропускания солнечной радиации. На систему оказывает влияние объемный источник теплоты в соответствии с законом Бугера-Ламберта-Бера. Показано влияние критериев Кирпичева, характеризующих интенсивность внешнего нагрева по отношению к рассматриваемой системе.

2. Предметом дальнейших исследований является решение задачи моделирования процессов теплопереноса для случаев радиационно-конвективной термообработки бетона в условиях гелиополигона, сопровождающихся тепловым эффектом реакций гидратации цемента, которые являются дополнительным объемным источником теплоты.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Истомин А.Д. Влияние циклического замораживания и оттаивания на диаграмму деформирования сжатого бетона // Строительство и реконструкция. 2023. №(5). С. 36-44.
2. Куприянов В.Н., Хабибулина А.Г., Сулейманов А.М. Защита фасадов объектов культурного наследия от воздействия косого дождя: обзор экспериментальных исследований // Строительство и реконструкция. 2023. №(6). С. 73-85.
3. Сулейманова Л.А., Погорелова И.А., Марушко М.В., Лукьяненко А.К. Наружная и внутренняя отделка стен из ячеистобетонных блоков // Университетская наука. 2019. № 1(7). С. 58-62.
4. Черкасов В.Д., Щербак Ю.П., Черкасов Д.В. Эластичные самоклеящиеся радиопоглощающие материалы // Строительство и реконструкция. 2024. №(2). С. 110-117.
5. Сулейманова Л.А., Fang J., Ширина Н.В., Баклаженко Е.В., Ладик Е.И. Современные материалы и технологии отделки фасадов при реконструкции и реновации жилого фонда // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2018. № 11. С. 21-31.
6. Hajirezaei R., Sharafi P., Farsangi E.N., Rahnamayiezekavat R. Facade systems for industrialised prefabricated prefinished modular construction. Automation in Construction. 2025. Vol. 176. 106269. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2025.106269>
7. Hannoudi L., Saleeb N., Dafoulas G. The impact of glass properties on the energy efficiency and embodied carbon of multi-angled façade systems. Journal of Cleaner Production. 2024. Vol. 437. 140725. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.140725>
8. Брызгалин В.В. Тепловой баланс стены Тромба в климате Центральной России // Жилищное строительство. 2018. № 6. С. 15-18.
9. Брызгалин В.В., Соловьев А.К. Использование пассивных систем солнечного отопления как элемента пассивного дома // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13, № 4(115). С. 472-481.
10. Федосов С.В., Лapidус А.А., Абдуллазянов Э.Ю., Сабитов Л.С., Соколов А.М. Теория и практика технологии электротепловой обработки железобетонных изделий токами повышенной частоты на предприятиях сборного железобетона. Казань: ООО «45», 2024, 199 с.
11. Подгорнов Н.И. Термообработка бетона с использованием солнечной энергии. М.: Издательство АСВ, 2010, 328 с.
12. СП 130.13330.2018 «СНиП 3.09.01-85 Производство сборных железобетонных конструкций и изделий». М.: 2018, 65 с.
13. Лыков А.В. Тепломассобмен (справочник). М.: Энергия, 1971, 560 с.
14. Mayerhöfer T.G., Pahlow S., Popp J. The Bouguer-Beer-Lambert Law: Shining Light on the Obscure. Chemistry Europe. 2020. Vol. 21(18). Pp. 2029-2046. <https://doi.org/10.1002/cphc.202000464>

15. Howell J.R., M. Mengüç P., Daun K., Siegel R. Thermal Radiation Heat Transfer (7th Edition). USA, CRC Press. 2020. 1040 p.
16. Bergman T.L., Lavine A.S. Fundamentals of heat and mass transfer (8th Edition). USA, Wiley. 2018. 992 p.
17. Исаченко В. П., Осипова В. А., Сукомел А. С. Теплопередача. М.: Энергоиздат, 1981, 417 с.
18. Федосов С.В. Тепломассоперенос в технологических процессах строительной индустрии. Иваново: ПресСто, 2010, 363 с.

REFERENCES

1. Istomin A.D. Vliyanie ciklicheskogo zamorazhivaniya i ottaivaniya na diagrammu deformirovaniya szhatogo betona [The effect of cyclic freezing and thawing on the deformation diagram of compressed concrete]. Construction and reconstruction. 2023. No. 5. Pp. 36-44 (rus)
2. Kupriyanov V.N., Khabibulina A.G., Suleymanov A.M. Zashhita fasadov ob`ektov kul`turnogo naslediya ot vozdeystviya kosogo dozhdya: obzor e`ksperimental`ny`x issledovaniy [Protection of facades of cultural heritage sites from the effects of slanting rain: a review of experimental studies]. Construction and reconstruction. 2023. No. 6. Pp. 73-85. (rus)
3. Suleymanova L.A., Pogorelova I.A., Marushko M.V., Lukyanenko A.K. Naruzhnaya i vnutren-niyaya otdelka sten iz yacheistobetonny`x blokov [Exterior and interior wall decoration from cellular concrete blocks]. University Science. 2019. No. 1(7). Pp. 58-62. (rus)
4. Cherkasov V.D., Shcherbak Yu.P., Cherkasov D.V. E`lastichny`e samokleyashhiesya radiopogloshhayushhie materialy` [Elastic self-adhesive radio-absorbing materials]. Construction and reconstruction. 2024. No. 2. Pp. 110-117. (rus)
5. Suleymanova L.A., Fang J., Shirina N.V., Baklazhenko E.V., Ladik E.I. Sovremennyye materialy` i tehnologii otdelki fasadov pri rekonstrukcii i renovacii zhilogo fonda [Modern materials and facade finishing technologies in the reconstruction and renovation of residential buildings]. Bulletin of the Belarusian State Technological University named after V.G. Shukhov. 2018. No. 11. Pp. 21-31. (rus)
6. Hajirezaei R., Sharafi P., Farsangi E.N., Rahnamayiezekavat R. Facade systems for industrialised prefabricated prefinished modular construction. Automation in Construction. 2025. Vol. 176. 106269. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2025.106269>
7. Hannoudi L., Saleeb N., Dafoulas G. The impact of glass properties on the energy efficiency and embodied carbon of multi-angled façade systems. Journal of Cleaner Production. 2024. Vol. 437. 140725. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.140725>
8. Bryzgalin V.V. Teplovoj balans steny` Tromba v klimate Central`noj Rossii [Thermal balance of the thombus wall in the climate of Central Russia]. Housing construction. 2018. No. 6. Pp. 15-18. (rus)
9. Bryzgalin V.V., Solovyov A.K. Ispol`zovanie passivny`x sistem solnechnogo otopleniya kak e`lementa passivnogo doma [The use of passive solar heating systems as an element of a passive house]. Bulletin of MGSU. 2018. Vol. 13, No. 4(115). Pp. 472-481. (rus)
10. Fedosov S.V., Lapidus A.A., Abdullazyanov E.Yu., Sabitov L.S., Sokolov A.M. Theory and practice of technology of electric thermal treatment of reinforced concrete products with high-frequency currents at precast concrete enterprises. Kazan: LLC "45", 2024, 199 p. (rus)
11. Podgornov N.I. Heat treatment of concrete using solar energy. M.: ACB Publishing House, 2010, 328 p. (rus)
12. SP 130.13330.2018 "Construction Norms and Regulations (SNiP) 3.09.01-85 Production of precast reinforced concrete structures and products". M: 2018, 65 p.
13. Lykov A.V. Heat and mass exchange (handbook). M.: Energiya, 1971, 560 p. (rus)
14. Mayerhöfer T.G., Pahlow S., Popp J. The Bouguer-Beer-Lambert Law: Shining Light on the Obscure. Chemistry Europe. 2020. Vol. 21(18). Pp. 2029-2046. <https://doi.org/10.1002/cphc.202000464>
15. Howell J.R., M. Mengüç P., Daun K., Siegel R. Thermal Radiation Heat Transfer (7th Edition). USA, CRC Press. 2020. 1040 p.
16. Bergman T.L., Lavine A.S. Fundamentals of heat and mass transfer (8th Edition). USA, Wiley. 2018. 992 p.
17. Isachenko V. P., Osipova V. A., Sukomel A. S. Heat transfer. Moscow: Energoizdat, 1981, 417 p. (rus)
18. Fedosov S.V. Heat and mass transfer in technological processes of the construction industry. Ivanovo: PresSto, 2010, 363 p. (rus)

Сведения об авторах:

Федосов Сергей Викторович, академик РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры «Технологии и организация строительного производства», ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия, Scopus ID: 7005670404, SPIN-код: 1840-8194, <https://orcid.org/0000-0001-6117-7529>. E-mail: fedosov-academic53@mail.ru

Коротеев Дмитрий Дмитриевич, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Технологии и организация строительного производства», ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия, Scopus ID: 24481588600, SPIN-код: 6175-8607, <https://orcid.org/0000-0002-9896-3555>. E-mail: koroteevmgsu@yandex.ru

About the authors:

Fedosov Sergey V. Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (RAACS), Doctor in Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Technology and Organization of Construction Production, Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education "National Research Moscow State University of Civil Engineering", Moscow, Russia, Scopus ID: 7005670404, SPIN-код: 1840-8194, <https://orcid.org/0000-0001-6117-7529>. E-mail: fedosov-academic53@mail.ru

Koroteev Dmitry D. Candidate in Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Technology and Organization of Construction Production, Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education "National Research Moscow State University of Civil Engineering", Moscow, Russia, Scopus ID: 24481588600, SPIN-код: 6175-8607, <https://orcid.org/0000-0002-9896-3555>. E-mail: koroteevmgsu@yandex.ru

Вклад авторов: Федосов С.В. — концепция исследования, разработка модели кинетики и динамики теплопереноса в системе «железобетонная конструкция – облицовочное покрытие», научное редактирование; **Коротеев Д.Д.** — выполнение числовых расчетов, подготовка текста, подготовка рисунков, анализ результатов расчетов.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Авторы утвердили окончательный вариант статьи.

The authors declare no conflict of interest.

The authors have approved the final version.

Статья поступила в редакцию 21.04.2026
Одобрена после рецензирования 01.06.2026
Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 21.04.2026
Approved after reviewing 01.06.2026
Accepted for publication 14.06.2026

Научная статья

Р.С. ФЕДЮК^{1,2}, А.И. САВЕНКОВ³¹ ФГАОУ Дальневосточный федеральный университет (ДВФУ), г. Владивосток, Россия² ФГАБОУ Владивостокский государственный университет (ВВГУ), г. Владивосток, Россия³ ФГБОУ ВО АНГТУ, г. Ангарск, Россия**КРИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР НОРМАТИВНОГО РЕГУЛИРОВАНИЯ
НЕАВТОКЛАВНЫХ ПЕНОБЕТОНОВ: СОСТОЯНИЕ, ПРОБЛЕМЫ И
НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ**

Аннотация. Неавтоклавный пенобетон - экологичный и легкообрабатываемый материал, обладающий низкой стоимостью производства, возможностью изготовления в небольших цехах или на стройплощадке, а также хорошими теплоизоляционными свойствами и малым весом, что снижает нагрузку на фундамент и упрощает монтаж. Объектом исследования является нормативная база для производства неавтоклавного пенобетона в России. Целью исследования является всесторонний анализ нормативной базы для производства неавтоклавного пенобетона в России. Для достижения этой цели необходимо решить следующие задачи: оценить состояние сферы применения; выявить основные проблемы; определить направления развития. Проведен анализ современных подходов к проектированию неавтоклавных бетонных композиций и изделий из них. Были проанализированы нормативные источники за последние 45 лет, прослежена их эволюция с 1983 года. На основе тщательного и всестороннего анализа и обобщения этих материалов предлагаются поправки к действующей нормативной базе по теме исследования. Нормативная база по пенобетону, получаемому неавтоклавным способом, в России является зрелой, но все еще содержит значительные пробелы. Усовершенствования системы должны быть направлены на усиление контроля качества посредством обязательной сертификации, уточнение требований к новым технологиям и областям применения и приведение их в соответствие с международными стандартами для повышения конкурентоспособности и доверия к этому перспективному строительному материалу.

Ключевые слова: плотность, неавтоклавная обработка, прочность на сжатие, изгиб, сорпность, морозостойкость.

Для цитирования: Федюк Р.С., Савенков А.И. Критический обзор нормативного регулирования неавтоклавных пенобетонов: состояние, проблемы и направления развития // Строительство и реконструкция. 2026. №3 (125). С. 101-112. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-104-116. EDN: NWQTVY

Research Article

R. S. FEDIUK^{1,2}, A. I. SAVENKOV³¹ Far Eastern Federal University, Vladivostok, Russia² Vladivostok State University, Vladivostok, Russia³ Angarsk State Technical University, Angarsk, Russia**CRITICAL REVIEW OF THE REGULATORY REGULATION OF NON-
AUTOCLAVED FOAM CONCRETE: STATUS, PROBLEMS AND
DIRECTIONS OF DEVELOPMENT**

© Федюк Р.С., Савенков А.И., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the
Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Abstract. *Non-autoclaved foam concrete is an environmentally friendly and easily processed material with low production costs, the ability to be manufactured in small workshops or on-site, and good thermal insulation properties. It also offers low weight, which reduces the load on the foundation and simplifies installation. The object of research is regulatory framework for non-autoclaved foam concrete in Russia. The objective of the study is comprehensive analysis of the regulatory framework for non-autoclaved foam concrete in Russia. To achieve this goal, it is necessary to solve the following tasks: to assess the scope status; to establish the main problems; to determine the development directions. The analysis of modern approaches to the design of non-autoclaved concrete compositions and products made from them is carried out. Regulatory sources were reviewed over the past 45 years, tracing their evolution since 1983. Based on a thorough and comprehensive analysis and synthesis of these materials, amendments to the current regulatory framework on the topic of study are proposed. The regulatory framework for non-autoclaved foam concrete in Russia is mature, but still contains significant gaps. Improvements to the system should focus on strengthening quality control through mandatory certification, specifying requirements for new technologies and applications, and harmonizing with international standards to enhance the competitiveness and credibility of this promising building material.*

Keywords: *density, non-autoclave treatment, compressive strength, flexural strength, grade, freeze-thaw resistance.*

For citation: Fediuk R.S., Savenkov A.I. Critical review of the regulatory regulation of non-autoclaved foam concrete: status, problems and directions of development. Building and Reconstruction. 2026; 3(125): 101-112. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-125-3-104-116. EDN: NWQTVY

1. Введение

Неавтоклавный пенобетон — это доступный и технологически простой строительный материал [1], твердеющий в естественных условиях без применения высокого давления и температуры [2]. Его главные достоинства - эффективность в холодных регионах [3], возможность использования как теплоизолятор [4], производство прямо на стройплощадке [5], хорошие эксплуатационные свойства [6] и малый вес [7], что снижает нагрузку на фундамент [8]. Пеногеополимер [9] - экологичный материал [10], а упрочнение углеродными нанотрубками [11] и высокая огнестойкость [12] делают его привлекательным выбором для частного и малоэтажного строительства [13].

Вместе с тем, неавтоклавный пенобетон имеет существенные ограничения [14]. Его прочность заметно ниже, чем у автоклавных аналогов [15], а полный набор прочности происходит в течение нескольких недель [16] или даже месяцев [17], что замедляет строительство [18]. Материал подвержен усадке [19], что может вызывать появление трещин [20], а также обладает высоким водопоглощением [21] и невысокой морозостойкостью [22], требуя обязательной гидроизоляции [23] и защитной отделки [24]. Эти особенности ограничивают его применение в многоэтажных зданиях [25] и регионах с суровым климатом [26] без дополнительных конструктивных решений [27].

Качество неавтоклавного пенобетона сильно зависит от соблюдения технологии [28]: при нарушении пропорций [29], режимов сушки [30] или использовании некачественных пенообразователей блоки могут получиться неоднородными [31], хрупкими или подверженными деформациям. Поэтому при выборе материала важно отдавать предпочтение проверенным производителям с сертификатами и лабораторными испытаниями. Несмотря на недостатки, при грамотном проектировании и соблюдении технологии неавтоклавный пенобетон остаётся экономически выгодным и практичным решением для строительства домов высотой до 2–3 этажей [32].

Нормативная база, регулирующая производство и применение неавтоклавных пенобетонов в Российской Федерации, представляет собой сложную систему из нескольких поколений документов, отражающую технологическое развитие отрасли и стремление к унификации стандартов. Анализ этой эволюции позволяет выявить ключевые этапы, определившие современное состояние регулирования, а также проследить тенденции, направленные на интеграцию материалов для сборных изделий и монолитных конструкций.

Первым и наиболее ранним документом, охватывающим неавтоклавные пенобетоны, является ГОСТ 25485-89. Этот стандарт, вступивший в силу с 01.01.1990, был разработан еще в советский период и установил основополагающие классификационные признаки и технические характеристики. Он относил пенобетоны к ячеистым бетонам, твердеющим при атмосферном давлении, и делил их по виду вяжущего (цементные, известковые, шлаковые и др.). Технические параметры, установленные в нем, такие как классы прочности на сжатие (В0,35–В20), марки по средней плотности (D300–D1200) и требования к усадке, заложили фундамент для дальнейшего развития стандартизации.

В середине 2000-х годов возникла потребность в более детальном регулировании конкретных типов изделий. Это привело к появлению специализированных технических условий (ТУ). Ярким примером являются ТУ 5870-001-21655395-2000 на пенобетон, разработанные Мордовским госуниверситетом и ОАО "Саранскстройзаказчик". Данный документ подчеркивал важность участия научных и производственных организаций в создании нормативной базы. ТУ 2000 года классифицировали неавтоклавный пенобетон по тем же принципам, что и ГОСТ 25485-89, но уже использовали собственный ряд марок прочности (М5–М200), хотя и в том же диапазоне плотности (D300–D1200). Ключевыми особенностями этого документа были требования к коэффициенту теплопроводности (в зависимости от типа кремнеземистого компонента) и отпускной влажности, что было актуально для строительной практики того времени.

Наиболее значимой реформой стала замена старых стандартов на новые. С 1 января 2020 года вступил в действие новый ГОСТ 25485-2019 "Бетоны ячеистые. Общие технические условия", который взял на себя функции своего предшественника ГОСТ 25485-89. Разработчиком выступил НИИЖБ им. А.А. Гвоздева (АО "НИЦ "Строительство"), что обеспечило высокое качество документа. Этот стандарт так же был общим для всех видов ячеистых бетонов - автоклавных и неавтоклавных, но делает существенные различия в требованиях в зависимости от условий твердения. Например, он устанавливает четкую градацию по назначению: теплоизоляционные (D200-D500, В0,5-В1,5), конструктивно-теплоизоляционные (D500-D900, В1-В10) и конструкционные (D800-D1000, В7,5-В12,5). Кроме того, ГОСТ 25485-2019 ввел более строгие экологические требования, ограничив удельную эффективную активность естественных радионуклидов до 370 Бк/кг по ГОСТ 30108 и требуя, чтобы материал относился к группе негорючих (НГ) по ГОСТ 30244.

Параллельно с общей стандартизацией развивались и специализированные стандарты для конкретных изделий. Наиболее релевантным является ГОСТ Р 70522-2022 «Блоки из ячеистых бетонов стеновые мелкие. Технические условия», действующий с 1 июня 2023 года. Этот стандарт полностью сфокусирован на мелкоштучных блоках из неавтоклавных ячеистых бетонов, предназначенных для кладки стен и перегородок. Он устанавливает требования к размерам (до 625×500×500 мм), категориям точности (I и II), а также нормирует дополнительные характеристики, такие как коэффициент теплопроводности при эксплуатационной температуре до 400°C и усадку. Условное обозначение в этом стандарте включает все ключевые параметры, что делает его удобным для проектировщиков и строителей. Таким образом, современная нормативная система РФ формируется по двум направлениям: общая стандартизация через ГОСТ 25485-2019 и специализация через стандарты на готовые изделия, такие как ГОСТ Р 70522-2022. Однако, известно, что нормативная база в строительной области отстает от современного состояния науки не менее, чем на 30 лет, образуя пробел, который необходимо ликвидировать.

Объект исследования - нормативная база для производства неавтоклавного пенобетона в России. Предмет исследования - комплексный анализ нормативной базы по неавтоклавному пенобетону в России.

Целью исследования является всесторонний анализ нормативной базы для производства неавтоклавного пенобетона в России. Для достижения этой цели необходимо решить следующие задачи: оценить состояние сферы применения; выявить основные проблемы; определить направления развития.

2. Модели и методы

Настоящий обзор направлен на анализ современных подходов к проектированию составов неавтоклавных бетонов и изделий из них. Поиск нормативных источников осуществлялся за последние 35 лет, прослеживая их эволюцию с 1990 года. На основании глубокого и всестороннего анализа и синтеза материалов предложены дополнения в современную нормативно-техническую базу по теме исследования.

3. Результаты исследования и их анализ

Анализ ключевых нормативных документов показывает, что отрасль использует многоуровневую систему, где общие стандарты дополняются специализированными требованиями для конкретных продуктов и применений. Понимание отличий между этими документами критически важно для производителей, проектировщиков и строителей. Ниже представлена таблица 1, сравнивающая основные документы, регулирующие неавтоклавные пенобетоны.

Таблица 1 – Сравнение основных документов, регулирующих неавтоклавные пенобетоны

Характеристика	ГОСТ 25485-89	ГОСТ 25485-2019	ТУ 5879-001-2000	ГОСТ Р 70522-2022
Дата введения	01.01.1990	01.01.2020	01.08.2000	01.06.2023
Объект регулирования	Блоки из ячеистых бетонов стеновые мелкие	Блоки из ячеистых бетонов стеновые мелкие	Пенобетон (специфический)	Стеновые мелкие блоки из ячеистых бетонов
Сфера применения	Сборные и конструкции	Сборные конструкции	Не указано	Наружные и внутренние стены, перегородки, изоляция
Классы/Марки прочности	B0,35–B20; M5–M200	B0,5–B12,5	B0,5–B15; M5–M200	B1,5–B12,5
Марки по плотности	D300–D1200	D200–D1000	D300–D1200	D300–D1200
Марки по морозостойкости	F15, F25, F35, F50, F75, F100	F15, F25, F35, F50	F15, F25, F35, F50, F75	F15, F25, F35, F50
Требования к усадке	Не нормируется	Не нормируется для D400–D500, иначе ≤ 3 мм/м	Не нормируется	Не нормируется для D400–D500, иначе ≤ 3 мм/м
Экологическая безопасность	Отсутствуют	Негорючесть (НГ), γ -активность ≤ 370 Бк/кг	Не указано	Негорючесть (НГ), γ -активность ≤ 370 Бк/кг, теплопроводность при $t=400^\circ\text{C}$ $\leq 0,34$ Вт/(м·°C)
Основные методы испытаний	ГОСТ 10180, 12730.1, 12852.4, 7076	ГОСТ 10180, 12730.1, 12852.4, 7076, 30108	Не указано	ГОСТ 13015, 18105, 27005, 25485

Как видно из таблицы 1, со временем требования становятся все более детализированными и строгими. ГОСТ 25485-2019, являясь общим документом, задает базовые требования к свойствам, которые должны быть реализованы независимо от способа производства (естественное твердение или тепловая обработка). Он также впервые ввел обязательные экологические нормы, что отражает глобальные тренды на безопасность строительных материалов. С другой стороны, ТУ 5870-001-2000, будучи специфическим документом, содержал уникальные для своего времени параметры, такие как зависимость теплопроводности и отпускной влажности от типа заполнителя, что свидетельствует о более глубоком понимании процессов, происходящих в материале.

Особый интерес представляет ГОСТ Р 70522-2022, который демонстрирует переход к стандартизации на уровне конечного продукта. Вместо того чтобы регламентировать только состав смеси, он устанавливает жесткие требования к форме, размерам, классу точности и даже каскаду эксплуатационных характеристик, включая термическую стабильность при повышенных температурах. Это говорит о том, что рынок и нормативная база движутся в сторону создания готовых, проверенных решений, снижающих риски для проектной и строительной деятельности.

Важно также отметить роль свода правил СП 339.1325800.2017 «Конструкции из ячеистых бетонов. Правила проектирования». Этот документ, хотя и ссылается на устаревшие версии ГОСТ, является ключевым для инженерного сообщества. Он переводит абстрактные значения прочности, плотности и морозостойкости из стандартов на языки расчетных характеристик, таких как расчетное сопротивление сжатию кладки и модуль упругости. Таким образом, СП 339.1325800.2017 связывает требования к материалу с его поведением в реальных конструкциях, что является неотъемлемой частью любой полной нормативной системы. Включение в него данных по неавтоклавному пенобетону класса В1,5 и других характеристик показывает признание материала как полноценного элемента строительных конструкций.

Процессы производства и качество исходных материалов являются фундаментом, на котором строится вся нормативная система для неавтоклавных пенобетонов. Современные стандарты, в частности ГОСТ 25485-2019, устанавливают строгие требования к каждому компоненту и операции, чтобы обеспечить воспроизводимость и надежность конечного продукта. Эти требования напрямую влияют на выбор технологии, экономическую целесообразность и, в конечном счете, на долговечность и безопасность строительных конструкций.

Неавтоклавные пенобетоны, согласно определению в ГОСТ 25485-2019 и СП 339.1325800.2017, представляют собой искусственный каменный материал, пористая структура которого достигается за счет введения воздуха или газа. Ключевым отличием от автоклавных аналогов является способ твердения: они набирают прочность в естественных условиях (при комнатной температуре и влажности) или при тепловой обработке при атмосферном давлении (например, в среде насыщенного пара или методом электропрогрева). Выбор метода твердения зависит от производственной линии и требуемых сроков выпуска продукции, однако оба процесса должны обеспечивать достижение необходимых проектных характеристик без применения высокого давления.

Основой пенобетона является вяжущее вещество. Стандарты допускают несколько вариантов:

- Цементные: Используется портландцемент по ГОСТ 31108.
- Известковые: Известь кальцевая по ГОСТ 9179-2018.
- Шлаковые: Доменные шлаки.
- Зольные: Зола-уноса ТЭС с содержанием СаО не менее 40%
- Смешанные: Комбинация различных вяжущих.

Однако, практикой доказано, что для неавтоклавных пенобетонов в качестве вяжущего следует использовать только портландцемент.

Выбор вяжущего напрямую влияет на свойства бетона, включая скорость твердения, конечную прочность и химическую стойкость. Например, использование золы-уноса,

содержащей известь, является экономически выгодным решением и способствует снижению углеродного следа производства.

Кремнезёмистый наполнитель является вторым по значимости компонентом. В качестве него могут выступать тонкомолотый кварцевый песок, доменные шлаки, зола-унос или тонкомолотые добавки. В некоторых случаях используется немолотый кремнезёмистый компонент, например, известняковая мука. Исследования показывают, что именно тип кремнезёмистого компонента оказывает значительное влияние на конечные свойства, в частности, на коэффициент теплопроводности. Так, для пенобетона на песке этот коэффициент может быть ниже, чем на известняковой муке.

Неотъемлемой частью рецептуры является пенообразователь. Допускается использование синтетических и белковых пенообразователей. Важно, чтобы пенообразователь был совместим с вяжущим и не вызывал негативных реакций, влияющих на стабильность структуры. В ТУ 5870-001-2000 упоминался пенообразователь "Биопор", что свидетельствует о наличии различных коммерческих продуктов на рынке.

Вода, используемая для приготовления смеси, должна соответствовать требованиям ГОСТ 23732 или, в случае использования питьевой воды, ГОСТ 2874-82. Чистота воды критична для контроля процесса гидратации цемента и получения однородной структуры.

Для придания пенобетону дополнительных свойств, таких как улучшение подвижности смеси, контроль скорости схватывания или повышение прочности, в состав могут вводиться различные добавки. ГОСТ 25485-89 упоминал гипс, поташ, сульфат алюминия и суперпластификатор С-3. Современные исследования и практика допускают использование поликарбоксилатных эфиров в качестве суперпластификаторов в количестве до 0,3% от массы цементно-песчаной смеси и даже фибровое армирование для повышения трещиностойкости. Температура воды для приготовления пены также имеет значение и рекомендуется не выше 25°C.

Производственный процесс должен обеспечивать соблюдение этих требований. Подбор составов должен осуществляться по ГОСТ 27006, что гарантирует научный подход к получению смеси с заданными свойствами. Время предварительной выдержки в формах составляет 12–24 часа, после чего блоки подлежат последующей влажной выдержке в течение 6–12 часов перед распалубкой. Все эти технологические параметры направлены на создание стабильного, качественного и безопасного строительного материала.

Требования к эксплуатационным и физико-механическим характеристикам неавтоклавных пенобетонов, установленные в нормативных документах, являются основой для их безопасного и эффективного применения в строительстве. Эти характеристики определяют не только прочность и долговечность конструкций, но и комфортность помещений, их энергоэффективность и пожарную безопасность. Анализ показывает, что современные стандарты стремятся к комплексному подходу, учитывая широкий спектр свойств материала.

Прочность на сжатие является одной из ключевых характеристик. ГОСТ 25485-2019 устанавливает следующие классы прочности для неавтоклавных бетонов: от В0,5 (теплоизоляционные) до В12,5 (конструкционные). Свод правил СП 339.1325800.2017 дополнительно уточняет, что для конструкционно-теплоизоляционных неавтоклавных бетонов используются классы В1,5; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В10, а для конструкционных - В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15. Это разделение позволяет точно подбирать материал под конкретную задачу. Например, для несущих стен в малоэтажном строительстве обычно применяют бетон класса не ниже В2,5 или В3,5. Марки по средней плотности (D) также имеют свою градацию: D200–D500 для теплоизоляционных, D500–D900 для конструкционно-теплоизоляционных и D800–D1000 для конструкционных бетонов. Чем выше плотность, тем выше прочность, но и выше теплопроводность.

Морозостойкость — это способность материала выдерживать многократное попеременное замораживание и оттаивание в насыщенном водой состоянии без существенной потери прочности и веса. Этот параметр критически важен для климатических условий

России. Требования к маркам морозостойкости (F) варьируются в зависимости от назначения материала. ГОСТ 25485-2019 и СП 339.1325800.2017 предусматривают марки F15, F25, F35, F50. СП 339.1325800.2017 дополняет эту гамму марками F75 и F100, что указывает на возможность применения неавтоклавных бетонов в более суровых условиях. Методика испытаний четко регламентирована и включает замораживание при $-18\pm 2^{\circ}\text{C}$ и оттаивание при $18\pm 2^{\circ}\text{C}$ в течение не менее 4 часов, с контролем снижения прочности (не более 15%) и потери массы (не более 5%).

Теплопроводность является ключевой характеристикой для теплоизоляционных материалов. Ее значение сильно зависит от плотности и влажности бетона. ГОСТ 25485-2019 устанавливает требования к теплопроводности в сухом состоянии, которая может варьироваться от 0,09 до 0,48 Вт/(м·°C) в зависимости от класса плотности. ГОСТ Р 70522-2022 вводит дополнительный критерий - теплопроводность при эксплуатационной температуре до 400°C, которую неавтоклавный пенобетон должен выдерживать без значительного увеличения (не более 0,34 Вт/(м·°C)). Паропроницаемость, то есть способность материала пропускать водяной пар, также важна для поддержания микроклимата в помещении. Требования к этому параметру установлены в ГОСТ 25898-2020.

Усадка при высыхании - это деформация материала, возникающая в результате потери влаги. Она напрямую влияет на трещиностойкость кладки и может привести к растрескиванию отделочных слоев. ГОСТ 25485-2019 устанавливает жесткое ограничение: усадка при высыхании не должна превышать 3 мм/м для марок плотности D600–D1200. При этом для марок D400 и D500 данная характеристика не нормируется, что связано с меньшей склонностью таких материалов к усадке. Существуют разные методики определения усадки, например, по приложению А в ГОСТ 25485-2019, где образцы размером 40×40×160 мм сушат над карбонатом кальция, или методика по ГОСТ 12852.3-77.

Отпускная влажность, то есть влажность материала на момент его отправки потребителю, имеет большое значение для последующей адгезии раствора и отделочных материалов. В ТУ 5870-001-2000 она могла достигать 25-35%, в зависимости от типа заполнителя. В ГОСТ 13015-2012 регламентируется влажность бетонных и железобетонных изделий, к которым относятся и пеноблоки. Сорбционная влажность, характеризующая способность материала поглощать влагу из окружающей среды, также регулируется (ГОСТ 24816-2014) и для пенобетона на песке не должна превышать 8% при относительной влажности воздуха 75%.

Пенобетон является негорючим материалом (группа НГ по ГОСТ 30244-94), что обеспечивает ему первую степень огнестойкости. Испытания по ГОСТ 30247.0-94 и ГОСТ 30247.1-94 показывают, что плиты перекрытия из ячеистого бетона могут выдерживать нагрузку при температуре до 1000°C в течение 70 минут (класс REI 60), при этом температура арматуры на нагреваемой стороне не превышает 150°C, а на обратной - остается близкой к начальной. Более современные европейские стандарты, такие как DIN 4102, относят материалы без органических добавок к классу A1 (наибольшая огнестойкость) без проведения испытаний.

В отличие от многих строительных материалов, неавтоклавный пенобетон в России и странах ЕС не подлежит обязательному подтверждению соответствия. Это означает, что законодательство не требует от производителей сертификатов соответствия Техническому регламенту Таможенного союза (ТР ТС). Такая ситуация создает определенную свободу для производителей, но одновременно снижает уровень защиты потребителей и усложняет выбор качественного продукта для строительной отрасли. Вместо обязательной сертификации введен специфический механизм, состоящий из отказного письма и добровольной сертификации.

Отказное письмо (ОП) является основным документом, подтверждающим соответствие неавтоклавного пенобетона установленным государственным требованиям. Его выдает аккредитованная органом по сертификации организация. Ключевыми особенностями ОП являются:

- Срок действия - отказное письмо не имеет ограниченного срока действия.

- Контроль - процедура не предполагает постоянного мониторинга производства. Вместо этого требуется ежегодная проверка актуальности информации, содержащейся в письме.

- Содержание - ОП подтверждает соответствие продукции конкретным стандартам (ГОСТам, ТУ) и нормам. В нем указывается, что производитель соблюдает правила производства и использует материалы, соответствующие требованиям нормативных документов.

Эта система создает парадоксальную ситуацию: предприятие может легально выпускать продукцию, которая годами не подвергалась лабораторным испытаниям на соответствие заявленным характеристикам, если не менялись сырье или технология. Хотя ОП и служит формальным подтверждением соответствия, его неограниченный срок и минимальный контроль делают его недостаточной гарантией качества.

Для получения более полной и достоверной информации о качестве продукта производители и потребители обращаются к добровольной сертификации. Этот процесс проводится в системах добровольной сертификации (СДС) и подтверждает соответствие продукции заявленным техническим условиям или стандартам. Добровольный сертификат подтверждает такие ключевые характеристики, как прочность, плотность, усадка, теплопроводность, морозостойкость, влажность и геометрические отклонения. Срок действия такого сертификата обычно составляет до трех лет.

Процесс сертификации включает несколько этапов: подача заявки в центр сертификации (ЦС), заключение договора, предоставление документов (техническая документация, описание производства) и образцов продукции для лабораторных испытаний. Если у производителя нет утвержденных технических условий (ТУ), ЦС помогает с их разработкой. Полученный сертификат становится мощным маркетинговым инструментом, позволяющим производителю заявлять о высоком качестве своей продукции и завоевывать доверие клиентов.

Хотя пожарная безопасность неявно подтверждается наличием группы горючести НГ, для официального подтверждения могут оформляться специальные сертификаты. Они основаны на испытаниях в соответствии с Федеральным законом № 123-ФЗ от 22.07.2008 "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности" и Распоряжением Правительства № 3646-р. Сертификат о пожарной безопасности проверяет такие параметры, как горючесть, воспламеняемость, дымообразующая способность, токсичность продуктов горения и скорость распространения пламени. Срок действия такого сертификата может варьироваться от 1 до 5 лет.

Таким образом, система оценки соответствия для неавтоклавного пенобетона в России построена на сочетании минимально требуемого государственного механизма (ОП) и рыночных инструментов (добровольная сертификация). Этот подход обеспечивает гибкость, но также создает риск появления на рынке низкокачественной продукции, поскольку отсутствует постоянный государственный контроль за производственным процессом и конечными характеристиками товара.

Несмотря на наличие развитой системы нормативных документов, регулирующей неавтоклавные пенобетоны, на практике сохраняется ряд проблем, которые препятствуют полному раскрытию потенциала материала и снижают уровень доверия к нему в строительной отрасли. Анализ текущей ситуации и перспектив развития позволяет выделить несколько ключевых направлений для совершенствования нормативной базы.

1. Проблема информационной асимметрии и недостаточного контроля.

Центральная проблема современной системы заключается в отсутствии обязательной сертификации и недостаточном контроле за производством. Механизм отказного письма, не имеющий срока действия и требующий лишь ежегодной проверки актуальности, создает риск того, что производитель может изменять состав смеси или технологию без изменения документации, что приведет к выпуску некачественной продукции. Потребитель,

руководствуясь лишь этим письмом, не сможет получить объективную картину о качестве конкретной партии. Это приводит к информационной асимметрии и снижает ответственность производителей. В результате рынок может быть насыщен продукцией, не соответствующей заявленным в ГОСТах характеристикам.

2. Старение нормативной базы и отставание от технологий.

Некоторые документы, такие как ТУ 5870-001-2000, уже считаются устаревшими и не отражают современных требований. Хотя ГОСТ 25485-2019 является актуальным, он все же является общим стандартом, который не всегда детализирует требования для конкретных видов изделий или специфических областей применения. В то же время наукоемкие разработки, такие как мобильные установки для производства пенобетона с использованием промышленных отходов или применение поликарбоксилатных суперпластификаторов, требуют быстрого встраивания в нормативную базу. Существующие процедуры могут быть слишком медленными, чтобы отслеживать такие инновации.

3. Недостаточная гармонизация с международными стандартами.

Мировые стандарты, такие как европейские EN 771-4:2003 для наружных каменных стен, позволяют классифицировать материалы по огнестойкости (классы A1-A2-S1-D0) без проведения испытаний для большинства минеральных материалов. Российская система, хотя и признает негорючесть, не использует такую детализацию и классификацию. Гармонизация с международными стандартами позволила бы не только повысить конкурентоспособность российских материалов на мировом рынке, но и сделать их применение в проектах, ориентированных на европейскую нормативную базу, более простым и прозрачным.

В ответ на существующие проблемы можно выделить несколько направлений для совершенствования нормативной базы:

1. Введение обязательной сертификации. Это наиболее очевидное и радикальное решение. Переход от отказного письма к системе сертификации, включающей периодический мониторинг производства, позволит гарантировать стабильно высокое качество продукции на рынке. Это повысит доверие инвесторов, проектировщиков и конечных потребителей.

2. Разработка новых специализированных стандартов. Необходимо продолжать работу по созданию стандартов на готовые изделия, как это сделано в ГОСТ Р 70522-2022. В будущем следует разрабатывать стандарты для специализированных применений: для теплоизоляции оборудования при температурах выше 400°C, для монолитного строительства, для несущих конструкций в многоэтажном строительстве. Это позволит использовать весь потенциал материала.

3. Интеграция экологических и энергоэффективных требований. Будущие стандарты должны будут еще больше усиливать требования к экологической безопасности, включая оценку жизненного цикла, использование вторичных ресурсов (промышленных отходов) и требования к энергоэффективности зданий, в которых применяется материал.

4. Гармонизация с международными стандартами. Необходимо активнее изучать и внедрять лучшие мировые практики, особенно в области классификации по огнестойкости, методологии испытаний и оценки долговечности. Это упростит экспорт и импорт материалов и технологий, а также укрепит позиции российского строительства на глобальном рынке.

4. Заключение

На основании полученных результатов исследования можно сделать следующие выводы.

1. Нормативная база для неавтоклавных пенобетонов в России находится на стадии зрелости, но все еще содержит существенные пробелы.

2. Совершенствование системы должно быть направлено на усиление контроля качества через обязательную сертификацию, детализацию требований для новых технологий и областей применения, а также на гармонизацию с международными стандартами для повышения конкурентоспособности и доверия к этому перспективному строительному материалу

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Vesova L.M. Disperse Reinforcing Role in Producing Non-autoclaved Cellular Foam Concrete // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 150. P. 1587-1590. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.126>.
2. Chang C., Xuan L., Xufu W., Shaowu J., Yanxin C., Yan L. Development of sustainable non-autoclaved aerated concrete: Influence of aluminium powder on mechanical properties and pore structure of geopolymers based on rockwool furnace bottom slag waste // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 472. 140957. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.140957>.
3. Ружинский С., Портник А., Савиных А. Все о пенобетоне. -2-е изд. -СПб: -ООО Стройбетон, 2006, -630с.
4. Шахова Л.Д. Технология пенобетона. Теория и практика. Монография. –М.: Изд-во ассоциации строительных ВУЗов, 2010.
5. Савенков А.И., Горбач П.С., Щербин С.А. Проблемы монолитного домостроения из пенобетона в Сибири. // *Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века* – СПб, №9 2008. – с. 8- 10.
6. Chen S., Zihui W., Ruilin Y., Chenchen G., Xin C. Flocculated foamed aggregate and macroporous concrete for use in ecological ditch: Phosphorus removal effect, basic physical property and mechanism // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 485. 141950. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.141950>.
7. Ming L., Zhichao L., Fazhou W., Shuguang H. Understanding the uneven phase distribution and multi-step reaction mechanism of carbonated γ -C₂S-based foam concrete // *Cement and Concrete Composites*. 2024. Vol. 154. 105803. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2024.105803>.
8. Савенков А.И., Горбач П.С., Щербин С.А. Монолитные дома из пенобетона // *Сборник научных трудов : Химия и химические технологии. Строительство и транспорт. Техническая кибернетика. Физика. Гуманитарные науки. Экология, Экономика.* – Ангарск : Изд-во АГТА, 2008. – с. 30-36.
9. Бронзова М.К., Ватин Н.И., Гарифуллин М.Р. Конструкция каркасных зданий с применением монолитного пенобетона. // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. № 1 (28). 2015. 74-90.
10. Леонович С.Н., Свиридов Д.В., Щукин Г.Л., Радюкевич П.И., Беланович А.Л., Савенко В.П., Карпушенков С.А. Сухая смесь для получения пенобетона // *Наука и техника* №6, 2015 с. 24-29.
11. Махамбетова У.К., Солтамбеков Т.К., Естемесов З.А. Современные пенобетоны. С.-Петербург, 1997. 161с.
12. Peng S., Devid F., Qiyun Z., Marano G.C., Ferro G.A., Restuccia L. High-strength foamed concrete for structural applications: Influence of metakaolin, superplasticizer, maximum fine sand particle size, and dry density. *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 113. 114055. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.114055>.
13. Jingbo L., Yue L., Xing M., Haolan X., Xuan W., Ming L., Yan Z. Thermal performance optimisation of foam concrete for energy-efficient construction: A state-of-the-art review // *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 112. 113899. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113899>.
14. Biwei Z., Xiangguo L., Ningbo W., Bo T. Enhancing foam concrete through alkalinity management and carbonation curing // *Results in Engineering*. 2025. Vol. 28. 107264. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2025.107264>.
15. Mingwei F., Dan W., Chong S., Shanyong W., Rongjie L., Fengchun C., Zhiqiang S., Cong Z. Macro- and microstructural characteristics and thermal conduction mechanism of fly ash-slag-based lightweight foam concrete in cold regions // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 492. 143019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.143019>.
16. Song L., Bo C. Study on the evolution mechanism and prediction model of thermal/mechanical properties of foamed concrete under freezing and thawing cycles // *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 112. 113851. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113851>.
17. Ming L., Simin D., Zhichao L., Fazhou Wang, Shuguang H. Understanding of EPS beads on mechanical properties and void morphology of a CO₂-solidified foam concrete based on solid wastes // *Construction and Building Materials*. 2023. Vol. 405. 133388. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133388>.
18. Ahmadi S.F., Reisi M., Sajadi S.M. Comparing properties of foamed concrete and lightweight expanded clay aggregate concrete at the same densities // *Case Studies in Construction Materials*. 2023. Vol. 19. e02539. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02539>.
19. Wagh C.D., Ranjani Gandhi I.S. Investigations on the performance of xanthan gum as a foam stabilizer and assessment of economic and environmental impacts of foam concrete production // *Journal of Building Engineering*. 2024. Vol. 82. 108286. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108286>.
20. Maglad A.M., Othuman Mydin M.A., Datta S.D., Abbood I.S., Tayeh B.A. Impact of anionic surfactant-based foaming agents on the properties of lightweight foamed concrete // *Construction and Building Materials*. 2024. Vol. 438. 137119. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.137119>.
21. Hamada H.M., Shi J., Abed F., Humada A.M., Majdi A. Recycling solid waste to produce eco-friendly foamed concrete: A comprehensive review of approaches // *Journal of Environmental Chemical Engineering*. 2023. Vol. 11(6). 111353. <https://doi.org/10.1016/j.jece.2023.111353>.

22. Dudhe P., Dwivedi N., Mundane A., Bopche V., Dabhekar K., Khedikar I., Nirwan N. Study of lightweight foamed concrete with the addition of industrial waste // *Materials Today: Proceedings*. 2024. Vol. 103. P. 520-526. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.10.044>.
23. Ding X., Yu J., Lin J., Chen Z., Li J. Experimental investigations of prefabricated lightweight self-insulating foamed concrete wall panels // *Structures*. 2024. Vol. 61. 106001. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106001>.
24. Yang S., Wang X., Hu Z., Li J., Yao X., Zhang C., Wu C., Zhang J., Wang W. Recent advances in sustainable lightweight foamed concrete incorporating recycled waste and byproducts: A review // *Construction and Building Materials*. 2023. Vol. 403. 133083. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133083>.
25. Shankar A.N., Chopade S., Srinivas R., Kumar Mishra N., Eftikhaar H.K., Sethi G., Singh B. Physical and mechanical properties of foamed concrete, a literature review // *Materials Today: Proceedings*. 2023. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.10.105>.
26. Vishavkarma A., Harish K.V. Development of eco-friendly and cost-effective foam concrete using high-volume supplementary cementitious materials: Analysis of microstructural, mechanical, and durability properties // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 458. 139584. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139584>.
27. Yang S., Zhang C., Yao X., Xiao X., Li J., Hu Z., Zhang J., Wang X., Cao Z., Liu J., Wang W. Sustainable conversion of low-grade industrial solid wastes into low-density foamed concrete via synergistic activation and cascade utilization // *Journal of Cleaner Production*. 2025. Vol. 496. 145071. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2025.145071>.
28. Amir N., Hussin F., Aroua M.K., Gozan M. Greener lightweight foam concrete using seaweed industrial by-product to replace natural sand with inorganic salt as a stabilizer // *Journal of Building Engineering*. 2024. Vol. 97. 110815. <https://doi.org/10.1016/j.job.2024.110815>.
29. Tu Q.-C., Xia Q.-H., Bai Y.-H. Preparation of coal gangue foam concrete modified by nanomaterials: Physical properties, pore structure, and electromagnetic properties // *Case Studies in Construction Materials*. 2024. Vol. 21, e03603. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03603>.
30. Yılmazoğlu M.U., Türkel İ., Benli A., Bayraktar O.Y., Bilgehan M., Kaplan G. Sustainable enhancement of alkali-activated foam concrete using vegetable waste ash and fly ash: Improving mechanical, thermal, and durability properties // *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 110. 113091. <https://doi.org/10.1016/j.job.2025.113091>.
31. Xu Y., Yao L., Yu X. Effect of polypropylene fibers on mechanical and wetting properties of overall superhydrophobic foamed concrete // *Construction and Building Materials*. 2024. Vol. 448. 138207. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138207>.
32. Gökçe H.S., Hatungimana D., Ramyar K. Effect of fly ash and silica fume on hardened properties of foam concrete // *Construction and Building Materials*. 2019. Vol. 194. P. 1-11. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.036>.

REFERENCES

1. Vesova L.M. Disperse Reinforcing Role in Producing Non-autoclaved Cellular Foam Concrete // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 150. P. 1587-1590. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.126>.
2. Chang C., Xuan L., Xu Fu W., Shaowu J., Yanxin C., Yan L. Development of sustainable non-autoclaved aerated concrete: Influence of aluminium powder on mechanical properties and pore structure of geopolymers based on rockwool furnace bottom slag waste // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 472. 140957. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.140957>.
3. Mingwei F., Dan W., Chong S., Shanyong W., Rongjie L., Fengchun C., Zhiqiang S., Cong Z. Macro- and microstructural characteristics and thermal conduction mechanism of fly ash-slag-based lightweight foam concrete in cold regions // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 492. 143019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.143019>.
4. Hailin J., Xueli F., Bo C., Zhaoyun L. Design and thermal insulation simulation of nano-SiO₂ foam concrete and vacuum insulation panel system for building exterior wall insulation // *Energy*. 2025. Vol. 330. 136833. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2025.136833>.
5. Lapidus A.A., Topchiy D.V., Baulin A.V., Yan J., Zhou B. Comprehensive analysis of digital technology applications in construction site management // *Construction Materials and Products*. 2025. Vol. 8 (2). no. 1. <https://doi.org/10.58224/2618-7183-2025-8-2-1>.
6. Chen S., Zihui W., Ruilin Y., Chenchen G., Xin C. Flocculated foamed aggregate and macroporous concrete for use in ecological ditch: Phosphorus removal effect, basic physical property and mechanism // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 485. 141950. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.141950>.
7. Ming L., Zhichao L., Fazhou W., Shuguang H. Understanding the uneven phase distribution and multi-step reaction mechanism of carbonated γ -C₂S-based foam concrete // *Cement and Concrete Composites*. 2024. Vol. 154. 105803. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2024.105803>.
8. Guanzheng Z., Ray K., Leung S. A review on serviceability of foam concrete // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials*. 2024. Vol. 177(6) P. 381-392. <https://doi.org/10.1680/jcoma.24.00004>.

9. Berkouche A., Belkadi A.A., Noui A., Chiker T., Dridi M., Aggoun S., Douadi A., Chajec A. Modeling and optimization of eco-friendly cellular foam geopolymer with recycled concrete and glass wastes using Box-Behnken design // *Structures*. 2025. Vol. 76. 109054. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.109054>.
10. Shuang W., Zhongxin K., Dongdong Z., Xingliang Y., Changzai R. An innovative pathway to resourceful utilization of FGD gypsum: Two-stage method to convert it into foam concrete // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 482. 141677. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.141677>.
11. Xinke Z., Tianye L., Xingu Z., Yi Z., Xiong P., Chao Z. High-performance foam concrete containing multi-wall carbon nanotubes and ssDNA // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 458. 139523. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139523>.
12. Peng S., Devid F., Qiyun Z., Marano G.C., Ferro G.A., Restuccia L. High-strength foamed concrete for structural applications: Influence of metakaolin, superplasticizer, maximum fine sand particle size, and dry density. *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 113. 114055. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.114055>.
13. Jingbo L., Yue L., Xing M., Haolan X., Xuan W., Ming L., Yan Z. Thermal performance optimisation of foam concrete for energy-efficient construction: A state-of-the-art review // *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 112. 113899. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113899>.
14. Biwei Z., Xiangguo L., Ningbo W., Bo T. Enhancing foam concrete through alkalinity management and carbonation curing // *Results in Engineering*. 2025. Vol. 28. 107264. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2025.107264>.
15. Mingwei F., Dan W., Chong S., Shanyong W., Rongjie L., Fengchun C., Zhiqiang S., Cong Z. Macro- and microstructural characteristics and thermal conduction mechanism of fly ash-slag-based lightweight foam concrete in cold regions // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 492. 143019. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.143019>.
16. Song L., Bo C. Study on the evolution mechanism and prediction model of thermal/mechanical properties of foamed concrete under freezing and thawing cycles // *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 112. 113851. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113851>.
17. Ming L., Simin D., Zhichao L., Fazhou Wang, Shuguang H. Understanding of EPS beads on mechanical properties and void morphology of a CO₂-solidified foam concrete based on solid wastes // *Construction and Building Materials*. 2023. Vol. 405. 133388. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133388>.
18. Ahmadi S.F., Reisi M., Sajadi S.M. Comparing properties of foamed concrete and lightweight expanded clay aggregate concrete at the same densities // *Case Studies in Construction Materials*. 2023. Vol. 19. e02539. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02539>.
19. Wagh C.D., Ranjani Gandhi I.S. Investigations on the performance of xanthan gum as a foam stabilizer and assessment of economic and environmental impacts of foam concrete production // *Journal of Building Engineering*. 2024. Vol. 82. 108286. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108286>.
20. Maglad A.M., Othuman Mydin M.A., Datta S.D., Abbood I.S., Tayeh B.A. Impact of anionic surfactant-based foaming agents on the properties of lightweight foamed concrete // *Construction and Building Materials*. 2024. Vol. 438. 137119. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.137119>.
21. Hamada H.M., Shi J., Abed F., Humada A.M., Majdi A. Recycling solid waste to produce eco-friendly foamed concrete: A comprehensive review of approaches // *Journal of Environmental Chemical Engineering*. 2023. Vol. 11(6). 111353. <https://doi.org/10.1016/j.jece.2023.111353>.
22. Dudhe P., Dwivedi N., Mundane A., Bopche V., Dabhekar K., Khedikar I., Nirwan N. Study of lightweight foamed concrete with the addition of industrial waste // *Materials Today: Proceedings*. 2024. Vol. 103. P. 520-526. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.10.044>.
23. Ding X., Yu J., Lin J., Chen Z., Li J. Experimental investigations of prefabricated lightweight self-insulating foamed concrete wall panels // *Structures*. 2024. Vol. 61. 106001. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106001>.
24. Yang S., Wang X., Hu Z., Li J., Yao X., Zhang C., Wu C., Zhang J., Wang W. Recent advances in sustainable lightweight foamed concrete incorporating recycled waste and byproducts: A review // *Construction and Building Materials*. 2023. Vol. 403. 133083. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133083>.
25. Shankar A.N., Chopade S., Srinivas R., Kumar Mishra N., Eftikhaar H.K., Sethi G., Singh B. Physical and mechanical properties of foamed concrete, a literature review // *Materials Today: Proceedings*. 2023. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.10.105>.
26. Vishavkarma A., Harish K.V. Development of eco-friendly and cost-effective foam concrete using high-volume supplementary cementitious materials: Analysis of microstructural, mechanical, and durability properties // *Construction and Building Materials*. 2025. Vol. 458. 139584. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139584>.
27. Yang S., Zhang C., Yao X., Xiao X., Li J., Hu Z., Zhang J., Wang X., Cao Z., Liu J., Wang W. Sustainable conversion of low-grade industrial solid wastes into low-density foamed concrete via synergistic activation and cascade utilization // *Journal of Cleaner Production*. 2025. Vol. 496. 145071. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2025.145071>.
28. Amir N., Hussin F., Aroua M.K., Gozan M. Greener lightweight foam concrete using seaweed industrial by-product to replace natural sand with inorganic salt as a stabilizer // *Journal of Building Engineering*. 2024. Vol. 97. 110815. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.110815>.

29. Tu Q.-C., Xia Q.-H., Bai Y.-H. Preparation of coal gangue foam concrete modified by nanomaterials: Physical properties, pore structure, and electromagnetic properties // *Case Studies in Construction Materials*. 2024. Vol. 21, e03603. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03603>.
30. Yılmazoğlu M.U., Türkel İ., Benli A., Bayraktar O.Y., Bilgehan M., Kaplan G. Sustainable enhancement of alkali-activated foam concrete using vegetable waste ash and fly ash: Improving mechanical, thermal, and durability properties // *Journal of Building Engineering*. 2025. Vol. 110. 113091. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113091>.
31. Xu Y., Yao L., Yu X. Effect of polypropylene fibers on mechanical and wetting properties of overall superhydrophobic foamed concrete // *Construction and Building Materials*. 2024. Vol. 448. 138207. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138207>.
32. Gökçe H.S., Hatungimana D., Ramyar K. Effect of fly ash and silica fume on hardened properties of foam concrete // *Construction and Building Materials*. 2019. Vol. 194. P. 1-11. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.036>

Сведения об авторах:

Федюк Роман Сергеевич, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры управления начальника инженерных войск Военного учебного центра, ФГБОУ ВО «Дальневосточный федеральный университет», г. Владивосток, Россия. Scopus ID: 57199850188, SPIN-код: 6664-3813, <https://orcid.org/0000-0002-2279-1240>. E-mail: roman44@yandex.ru.

Савенков Андрей Иванович, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства, ФГБОУ ВО «Ангарский государственный технический университет», г. Ангарск, Россия. Scopus ID: 572005026713, SPIN-код: 9182-9969, <https://orcid.org/0009-0003-6711-1119>. E-mail: savenkov_andrey@mail.ru.

About the authors:

Roman S. Fediuk, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Management of the Chief of Engineering Troops of the Military Educational Center, Far Eastern Federal University, Vladivostok, Russia. Scopus ID: 57199850188, SPIN-код: 6664-3813, <https://orcid.org/0000-0002-2279-1240>. E-mail: roman44@yandex.ru. E-mail: roman44@yandex.ru.

Andrey I. Savenkov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Industrial and Civil Engineering, Angarsk State Technical University, Angarsk, Russia. Scopus ID: 572005026713, SPIN-код: 9182-9969, <https://orcid.org/0009-0003-6711-1119>. E-mail: savenkov_andrey@mail.ru.

Вклад авторов: Федюк Р.С. – концепция исследования, научное редактирование; Савенков А.И. – подготовка текста.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Авторы утвердили окончательный вариант статьи.

The authors declare no conflict of interest.

The authors have approved the final version.

Статья поступила в редакцию 22.05.2026
Одобрена после рецензирования 02.06.2026
Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 22.05.2026
Approved after reviewing 02.06.2026
Accepted for publication 14.06.2026

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется числом знаков с учетом пробелов. Рекомендуемый объем статей: **от 15000 до 45000 знаков с пробелами**.
- Статья должна быть набрана на листах формата А4 шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья предоставляется в электронном виде по электронной почте или через систему электронной редакции.
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** кратко описывает объект исследования, мотивацию к проведению исследования, результаты исследования (рекомендуется указывать конкретные результаты и зависимости, полученные в исследовании), выводы (кратко); рекомендуемый объем – от 200 до 250 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи; рекомендуемый объем списка литературы – не менее 20 источников.

В информации об авторах рекомендуется указывать ORCID, Scopus ID и SPIN-код, присвоенный в РИНЦ.

Редакция не взимает плату с авторов за подготовку, рецензирование и размещение в открытом доступе статей.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте <https://construction.elpub.ru/jour/index>

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орёл, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 75-13-18

www.oreluniver.ru

E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302030, Орловская область, г. Орёл, ул. Московская, 77.
+79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор М.А. Амелина
Компьютерная верстка М.А. Амелина

Подписано в печать 18.06.2026 г.

Дата выхода в свет . . . 2026 г.

Формат 70×108/16. Печ. л. 14,6

Цена свободная. Тираж 500 экз.

Заказ №

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орёл, ул. Комсомольская, 95.