



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.67-77

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Вероятностное обоснование значений коэффициентов надежности при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей

С.А. Амбарцумян^{1*}, А.В. Манукян¹, О.В. Мкртычев²

¹ ООО «Группа Компаний «МонАрх», Москва, Российская Федерация

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

* info@mon-arch.ru

Ключевые слова: крупногабаритные железобетонные модули, теория надежности, индекс надежности, вероятность отказа, частные коэффициенты надежности, нелинейный динамический расчет, метод центральных разностей, железобетонные конструкции

История статьи

Поступила в редакцию: 26.05.2026

Доработана: 07.06.2026

Принята к публикации: 12.06.2026

Для цитирования

Амбарцумян С.А., Манукян А.В., Мкртычев О.В. Вероятностное обоснование значений коэффициентов надежности при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 67–77.

Аннотация. В статье представлено обоснование значений частных коэффициентов надежности, используемых при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей (КЖМ). Актуальность исследования обусловлена необходимостью учета особенностей изготовления железобетонных конструкций из КЖМ, а также возможностями современных численных методов расчета.

Выполнены расчетные исследования отдельных крупногабаритных железобетонных модулей и зданий пилонной (каркасной) и стеновой конструктивных схем. Расчеты проводились в линейной, нелинейной динамической и вероятностной постановках с использованием программных комплексов ЛИРА-САПР, ANSYS/LS-DYNA и языка программирования Python. На основе метода статистических испытаний получены значения вероятности отказа и индекса надежности для зданий из крупногабаритных железобетонных модулей. Показано, что для исследуемых конструктивных схем расчетные значения индекса надежности превышают целевые уровни, установленные в нормативных документах по надежности строительных конструкций.

Полученные результаты позволяют обосновать возможность уточнения отдельных частных коэффициентов надежности при сохранении требуемого уровня надежности зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей.

Сергей Александрович Амбарцумян, доктор технических наук, генеральный директор, ООО «Группа Компаний «МонАрх», 125284, г. Москва, Ленинградский пр-т, д. 31А, стр. 1; E-mail: info@mon-arch.ru

Артур Ванушевич Манукян, доктор технических наук, заместитель генерального директора — технический директор, ООО «Группа Компаний «МонАрх», 125284, г. Москва, Ленинградский пр-т, д. 31А, стр. 1; E-mail: a.manukyan@mon-arch.ru

Олег Вартанович Мкртычев, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой сопротивления материалов, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 9676-4986, Scopus: 56449249100, ResearcherID: Q-2370-2017, ORCID: 0000-0002-2828-3693, E-mail: mkrtychev@yandex.ru

© Амбарцумян С.А., Манукян А.В., Мкртычев О.В., 2026



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

Probabilistic Justification of the Values of Reliability Factors for the Design of Buildings and Structures Made of Large Reinforced Concrete Modules

S.A. Ambartsumyan^{1*}, A.V. Manukyan¹, O.V. Mkrtichev²

¹ MonArch Group of Companies, Moscow, Russian Federation

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

* info@mon-arch.ru

Keywords: large reinforced concrete modules, reliability theory, reliability index, probability of failure, partial safety factors, nonlinear dynamic analysis, central difference method, reinforced concrete structures

Article history

Received: 26.05.2026

Revised: 07.06.2026

Accepted: 12.06.2026

For citation

Ambartsumyan S.A., Manukyan A.V., Mkrtichev O.V. Probabilistic Justification of the Values of Reliability Factors for the Design of Buildings and Structures Made of Large Reinforced Concrete Modules. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 3(15):67-77.

Abstract. The article presents a justification of the values for refined safety factors used in the design of buildings and structures made of large reinforced concrete modules. The relevance of the study is determined by the need to account for the specific features of industrial production of reinforced concrete structures, the high accuracy of factory manufacturing, the reduced variability of concrete strength characteristics, and the capabilities of modern numerical calculation methods.

Numerical studies were carried out for individual large reinforced concrete modules, as well as for buildings with frame-wall and wall structural systems. The analyses were performed in linear, nonlinear dynamic, and probabilistic formulations using the LIRA-SAPR and ANSYS/LS-DYNA software packages, as well as the Python programming language. The strength of concrete and reinforcement, snow load, wind load, and uniformly distributed imposed load were considered as random variables. Based on the Monte Carlo simulation method, values of the probability of failure and the reliability index were obtained for buildings made of large reinforced concrete modules. It is shown that, for the structural systems under consideration, the calculated reliability indices exceed the target levels established in regulatory documents on the reliability of building structures. The obtained results make it possible to justify the refinement of individual partial safety factors while maintaining the required safety level of buildings made of large reinforced.

ВВЕДЕНИЕ

В действующей нормативной документации требуемый уровень надежности обеспечивается системой частных коэффициентов надежности [1]. Данный подход является достаточно универсальным, однако развитие технологий строительства и современных методов численного моделирования создает предпосылки для более детального и обоснованного учета фактического уровня надежности конкретных конструктивных систем.

Здания из крупногабаритных железобетонных модулей [2] обладают рядом особенностей, которые отличают их от традиционных монолитных и сборных железобетонных систем; к ним относятся: контролируемые условия твердения бетона, стабильность технологических параметров, повышенная точность изготовления и возможность системного контроля качества на всех этапах производства. Эти факторы приводят к снижению неопределенности геометрических и прочностных характеристик конструкций, что, в свою очередь, может быть учтено при назначении расчетных параметров и коэффициентов надежности.

Sergey A. Ambartsumyan, Doctor of Engineering, Professor, General Director (CEO), MonArch Group of Companies, 31A Leningradsky Prospekt, bldg. 1, Moscow, 125284, Russian Federation; E-mail: info@mon-arch.ru

Artur V. Manukyan, Doctor of Engineering, Deputy General Director and Technical Director, MonArch Group of Companies, 31A Leningradsky Prospekt, bldg. 1, Moscow, 125284, Russian Federation; E-mail: a.manukyan@mon-arch.ru

Oleg V. Mkrtichev, Doctor of Engineering, Professor, Head of the Department of Strength of Materials, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9676-4986, Scopus: 56449249100, ResearcherID: Q-2370-2017, ORCID: 0000-0002-2828-3693, E-mail: mkrtichev@yandex.ru

Целью данной статьи является обоснование возможности уточнения отдельных частных коэффициентов надежности при проектировании зданий из крупногабаритных железобетонных модулей на основе нелинейных расчетов и вероятностной оценки надежности.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

1. Проведение нелинейного динамического анализа конструкций зданий и сооружений из КЖМ с учетом физической и геометрической нелинейности, накопления повреждений бетона и пластических деформаций арматуры.
2. Вероятностная оценка надежности зданий из КЖМ с учетом изменчивости нагрузок и прочностных характеристик материалов.
3. Сопоставление полученных значений индекса надежности с целевыми значениями, принятыми в нормативных документах.
4. Обоснование возможности уточнения отдельных частных коэффициентов надежности при проектировании зданий из КЖМ.

Расчетные исследования проводились с использованием программных комплексов ЛИРА-САПР, ANSYS/LS-DYNA, а также высокоуровневого интерпретируемого языка программирования Python.

Объектом исследования являются отдельные крупногабаритные железобетонные модули, а также многоэтажные здания и сооружения, формируемые из таких модулей. Рассматривались две основные конструктивные схемы зданий: пилонная конструктивная схема и стеновая конструктивная схема.

Расчетные исследования охватывали несколько групп расчетных ситуаций: транспортировка и монтаж отдельных модулей; эксплуатационная работа зданий при основных сочетаниях нагрузок; аварийные воздействия, связанные с локальным отказом отдельных несущих элементов; оценка предельных состояний по несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Расчетное исследование производилось в трех основных постановках: линейная расчетная постановка; нелинейная динамическая постановка; вероятностная постановка.

Результаты расчетов в линейной постановке использовались для определения требуемого армирования, коэффициентов использования несущей способности и проверки конструкций по требованиям действующих норм проектирования железобетонных конструкций.

При выполнении расчетов в программном комплексе ANSYS/LS-DYNA [3] использовалась явная схема интегрирования уравнений движения, основанная на методе центральных разностей.

Был выполнен комплекс расчетов в вероятностной постановке, направленный на оценку фактического уровня надежности и калибровку частных коэффициентов надежности для зданий из КЖМ. Дополнительно исследована зависимость индекса надежности от изменения общего коэффициента к нагрузке.

При оценке надежности с использованием аппарата случайных величин граница области допустимых состояний конструкции описывается следующим уравнением [4–6]:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0, \quad (1)$$

где $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ — функция работоспособности; $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ — независимые параметры (случайные величины).

В общем случае вероятность отказа конструкции равна:

$$P_{rob} \{g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0\} = \int_{\Omega_n} \dots \int f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n. \quad (2)$$

где Ω_n — область отказов состояний; $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ — совместная плотность вероятности случайных величин $(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Индекс надежности β связан с вероятностью отказа через функцию стандартного нормального распределения:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f), \tag{3}$$

где P_f — вероятность отказа.

Основные соотношения β и P_f представлены в таблице.

Соотношение β и P_f							
P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

В вероятностных расчетах учитывалась случайная изменчивость как прочностных характеристик материалов, так и заданных нагрузок.

Прочность бетона и арматуры задавалась с учетом статистических характеристик материалов. Для бетона рассматривались два варианта коэффициента вариации: нормативное значение, принятое в нормах проектирования, и уточненное значение, полученное по данным заводского контроля качества.

Для прочности бетона и арматуры принимался нормальный закон распределения. Для снеговой и ветровой нагрузок использовалось распределение Гумбеля [7, 8]. Для равномерно распределенной полезной нагрузки рассматривались статистические данные, полученные по результатам обследования зданий, а также собственные данные по фактическому уровню эксплуатационных нагрузок.

Оценка вероятности отказа выполнялась методом статистических испытаний [9–12]. В качестве критериев отказа принимались: превышение требуемой расчетной площади арматуры над фактической; превышение предельно допустимого горизонтального перемещения; достижение предельного состояния по несущей способности.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Для отдельных КЖМ были рассмотрены стадии транспортировки и монтажа (рис. 1).

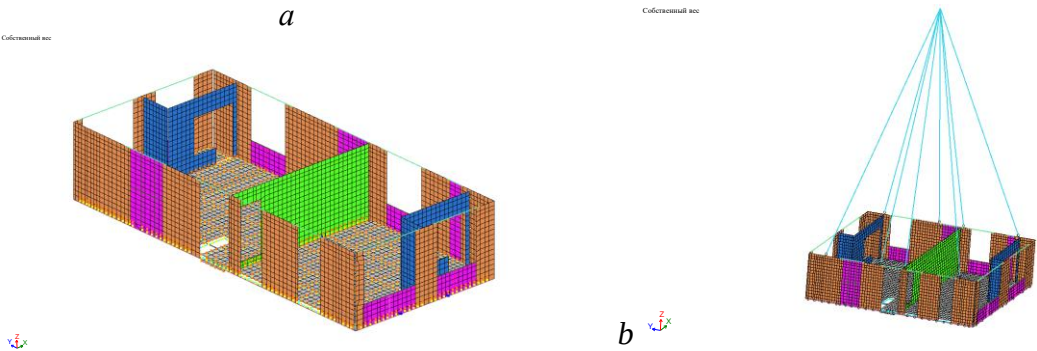


Рис. 1. Расчетные модели исследуемого типового объемного модуля:
a — при транспортировке; b — при монтаже
Fig. 1. Finite element model of a typical 3D module:
a — at transportation; b — at lifting

Были определены внутренние усилия, перемещения и требуемое армирование плит, ребер, стен и пилонов (рис. 2–4).



Рис. 2. Армирование панелей модуля: *a* — нижнее по X; *b* — нижнее по Y
Fig. 2. Required reinforcement of the module panels *a* — bottom X; *b* — bottom Y

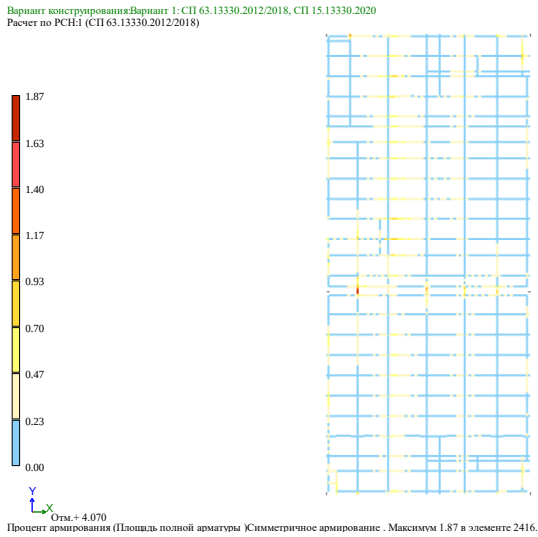


Рис. 3. Процент армирования в ребрах плиты перекрытия модуля
Fig. 3. Reinforcement ratio in the ribs of the module floor slab

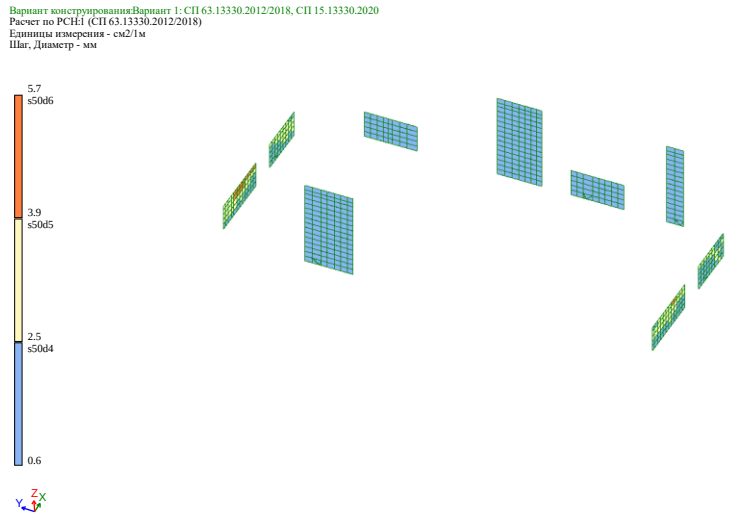


Рис. 4. Армирование в оболочках ребристых стен (нижнее по X)
Fig. 4. Required reinforcement in the thin part of the ribbed walls (bottom X)

В рамках нелинейного анализа рассматривались следующие расчетные ситуации: определение разрушающей вертикальной нагрузки при отказе пилон модуля (рис. 5); определение разрушающей вертикальной нагрузки при отказе плиты перекрытия модуля; определение разрушающей нагрузки и горизонтального смещения при действии разрушающей нагрузки поперек модуля (вдоль короткой стороны); определение максимального перегиба и разрушающей нагрузки вдоль модуля (рис. 6); определение предельной разрушающей растягивающей нагрузки на пилон при монтаже модуля.

При анализе пилон, нагруженного вертикальной сжимающей нагрузкой, было установлено, что предельная нагрузка по расчету в соответствии с СП 63.13330.2018 составляет 296 т. При этом нагрузка, соответствующая появлению пластических деформаций в арматуре, составила 625 т. Начало разрушения бетона также соответствовало нагрузке порядка 625 т, а полное разрушение пилон происходило при нагрузке 650 т. Таким образом, коэффициент запаса по отношению к нормативной предельной нагрузке составил 2,2.

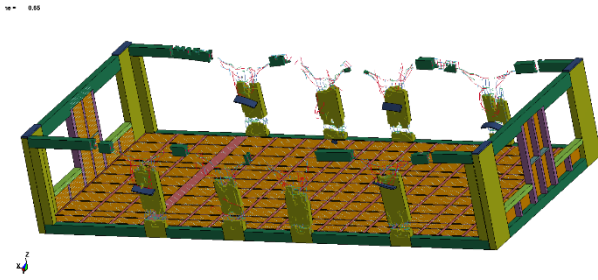


Рис. 5. Картина разрушения пилонов в момент времени $t = 0,65$ с (продольная сила $N = 650$ т). Разрушение пилонов

Fig. 5. Patterns of failure of pylons at time $t = 0.65$ s (axial force $N = 650$ ton). Failure of pylons

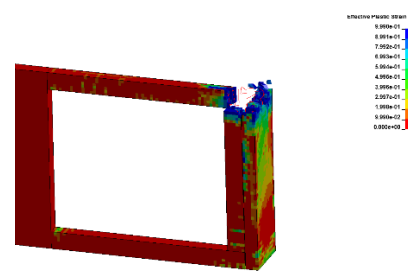


Рис. 6. Функция накопления повреждений в бетонных элементах модуля в момент времени $t = 1,07$ с ($N_{hor} = 53,4$ т)

Fig. 6. Damage accumulation function for concrete members of the module at time $t = 1.07$ s ($N_{hor} = 53.4$ ton)

При анализе плиты перекрытия установлено, что отказ поперечной арматуры каркаса ребра и возникновение текучести в продольной арматуре происходят при коэффициенте к расчетной проектной нагрузке, равном 2,4. Предельная нагрузка в момент отказа превышала предельную нагрузку по первой группе предельных состояний, определенную по СП 63.13330.2018, в 1,67 раза. Отдельно анализировалась работа пилон при горизонтальном перемещении.

Проведено исследование предельно допустимого сдвига этажа (горизонтального перемещения верхнего сечения пилон) в нелинейной динамической постановке. На рис. 7 представлены изополя функции накопления повреждений в различные моменты времени.

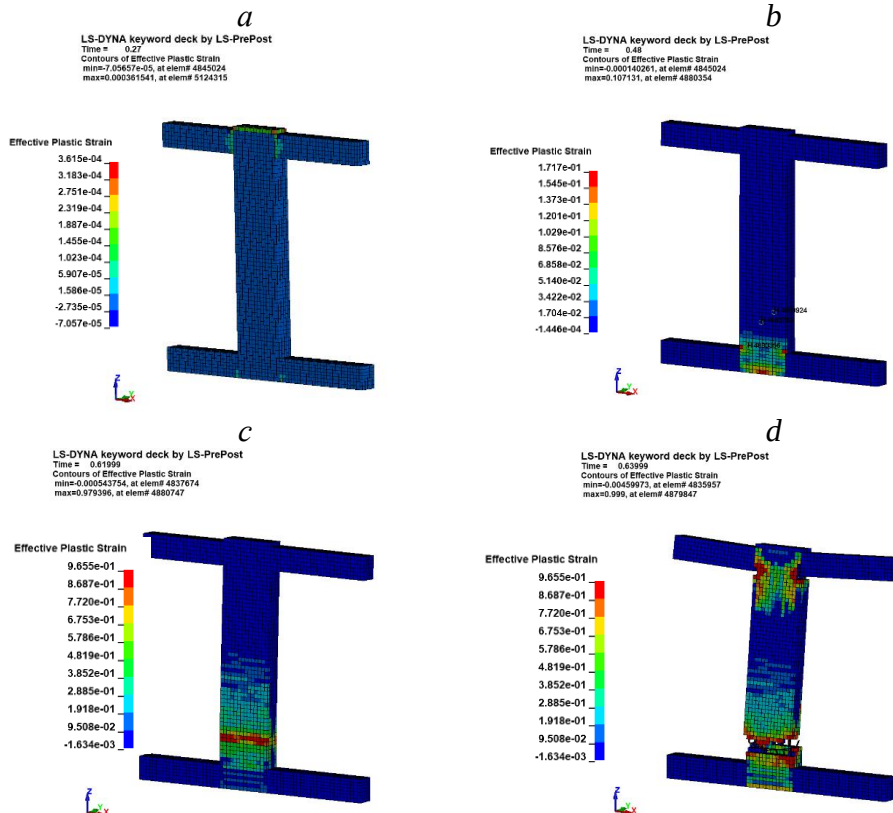


Рис. 7. Функция накопления повреждений в бетоне в различные моменты времени: $a — t = 0,27$ с; $b — t = 0,48$ с; $c — t = 0,62$ с; $d — t = 0,64$ с

Fig. 7. Damage accumulation function for concrete at various time: $a — t = 0.27$ s; $b — t = 0.48$ s; $c — t = 0.62$ s; $d — t = 0.64$ s

Накопление повреждений для используемой модели материала [13–15] представлено функцией, изменяющейся от 0 до 1, где 0 — отсутствие повреждений, а 1 — полное исчерпание несущей способности.

По результатам расчета было определено предельное значение горизонтального перемещения верхнего сечения пилона (сдвиг) $\Delta = 3$ см.

Отдельный блок расчетов был посвящен оценке устойчивости зданий из КЖМ к прогрессирующему обрушению. Основные результаты расчетов (для сценария отказа углового пилона и примыкающих панелей модуля 2-го этажа) представлены на рис. 8, 9.

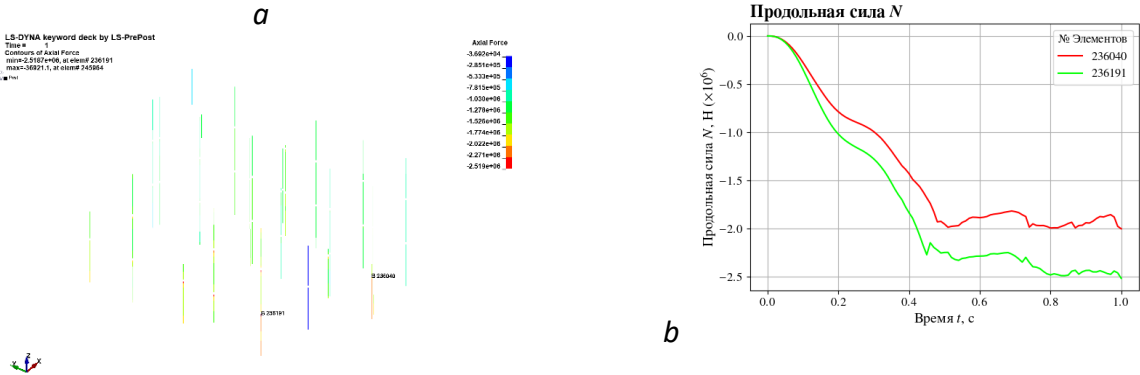


Рис. 8. Продольные силы N : a — мозаика в момент времени $t = 1$ с, Н; b — графики изменения N ; a — patterns at time $t = 1$ s, N; b — time history curves

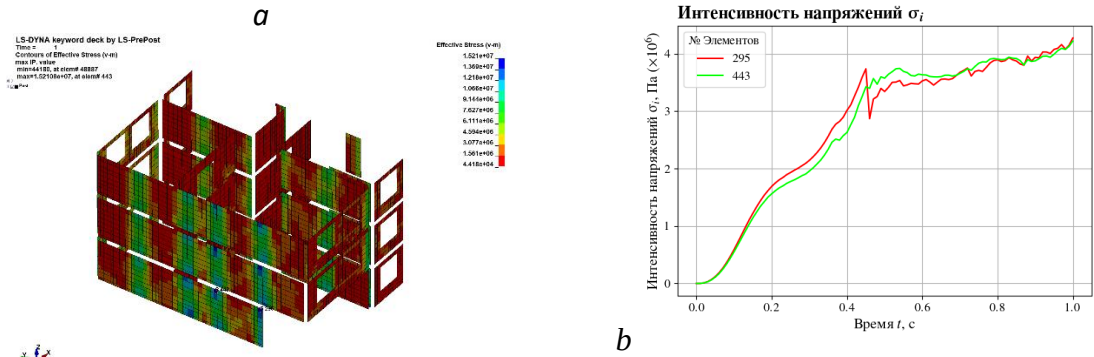


Рис. 9. Интенсивность напряжений: a — мозаика в момент времени $t = 1$ с, Па; b — графики изменения σ_i ; a — patterns at time $t = 1$ s, Pa; b — time history curves

Проведение расчетов в нелинейной динамической постановке позволило определить фактические запасы несущей способности конструкций, предельные перемещения и характер развития повреждений.

Была выполнена вероятностная оценка надежности зданий из КЖМ в целом. Для каждой схемы выполнялась серия расчетов с учетом случайной изменчивости прочностных характеристик материалов и нагрузочных воздействий. По результатам расчетов определялись вероятность отказа и индекс надежности.

Для здания пилонной конструктивной схемы была получена вероятность отказа $P_f = 2,92 \cdot 10^{-6}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 4,532$.

Для здания стеновой конструктивной схемы была получена вероятность отказа $P_f = 2,92 \cdot 10^{-12}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 6,892$.

Полученные индексы надежности превышают верхнюю границу целевого диапазона (4,3). Это означает, что для данной расчетной модели набор частных коэффициентов является избыточно «консервативным» с точки зрения надежности.

Далее выполнялась калибровка частных коэффициентов надежности (путем последовательного изменения общего коэффициента к нагрузке γ_p и определения соответствующих значений вероятности отказа и индекса надежности). По результатам расчетов установлено, что при увеличении коэффициента γ_p значение индекса надежности закономерно снижается, при этом для исследуемой пилонной схемы значение $\gamma_p = 1,08$ обеспечивает сохранение требуемого уровня надежности, соответствующего целевому значению индекса надежности. Следовательно, полученная зависимость может рассматриваться как расчетное основание для уточнения частных коэффициентов надежности при проектировании зданий из КЖМ.

Дополнительно при обосновании уточненных коэффициентов учитывались особенности заводского изготовления КЖМ. Производство модулей осуществляется в условиях автоматизированного технологического процесса с контролем качества материалов, геометрических параметров и условий твердения бетона. По данным заводского контроля коэффициент вариации прочности бетона на сжатие составляет 0,06–0,07, что примерно в два раза меньше нормативного значения 0,135. Это свидетельствует о сниженной изменчивости прочностных характеристик и меньшей неопределенности несущей способности элементов. С учетом этого обосновано применение дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{c2} = 1,03$.

Также была рассмотрена нагрузка от собственного веса конструкций КЖМ. При ее определении учитывались контролируемая плотность бетона ($\rho = 2350 \text{ кг/м}^3$), фактический объем бетона с вычетом объема, вытесненного арматурой, масса арматуры, а также высокая точность изготовления элементов. Для стеновой панели толщиной 170 мм отношение максимально возможной толщины с учетом допуска к проектной составляет $173/170 = 1,02$. На основании этого обосновано применение уточненного коэффициента надежности по нагрузке от собственного веса $\gamma_f = 1,05$ вместо $\gamma_f = 1,10$.

По результатам проведенного анализа и на основе имеющихся и собственных статистических данных было также получено уточненное среднее значение равномерно распределенной (полезной) нагрузки:

- среднее значение равномерно распределенной нагрузки, равное 80 кг/м^2 ;
- пиковое значение равномерно распределенной нагрузки, равное 120 кг/м^2 .

Основываясь на вышеописанных результатах расчетов для зданий и сооружений из КЖМ можно рекомендовать снижение коэффициента надежности по нагрузке для равномерно распределенной нагрузки в жилых помещениях до значения $\gamma_f = 1,2$.

В работе [16] обоснована необходимость дифференциации коэффициента надежности по ответственности γ_n в зависимости от уровня последствий отказа строительных конструкций. Авторами предложен подход, при котором учет возможных социальных и экономических последствий осуществляется через систему коэффициентов γ_n , закрепленную в нормативных документах.

Дополнительно была рассмотрена возможность уточнения предельно допустимой ширины раскрытия трещин в ребристых плитах перекрытий зданий из КЖМ. Расчеты выполнялись для плиты толщиной 40 мм с ребрами $100 \times 300 \text{ мм}$ и $50 \times 300 \text{ мм}$. Рассматривались варианты расчета по СП 63.13330.2018 при стандартных и увеличенных значениях допустимой ширины раскрытия трещин, а также выполнялось сопоставление с расчетной методикой EN 1992-1-1:2004.

Установлено, что при стандартных требованиях СП 63.13330.2018 расчет по раскрытию трещин приводит к существенному увеличению требуемой площади арматуры по сравнению с расчетом по прочности. При увеличении допустимой ширины раскрытия трещин до 0,4 мм при продолжительном раскрытии и 0,5 мм при непродолжительном раскрытии расчетная площадь арматуры снижается, при этом несущая способность конструкции по первой группе предельных состояний обеспечивается.

Сопоставление с EN 1992-1-1:2004 показало, что отечественная методика для рассматриваемой расчетной ситуации является более консервативной. С учетом отсутствия пластических деформаций в элементах перекрытия, допустимых прогибов, нормальных условий эксплуатации и неагрессивной среды предложено принимать для перекрытий зданий из КЖМ предельно допустимую ширину раскрытия трещин 0,4 мм при продолжительном и 0,5 мм при непродолжительном раскрытии трещин.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. По результатам комплексных расчетных исследований обоснована возможность применения уточненных и дополнительных коэффициентов к действующей системе частных коэффициентов надежности при проектировании зданий и сооружений из крупногабаритных железобетонных модулей.

2. Расчеты отдельных КЖМ на монтажные и транспортные нагрузки, а также нелинейный анализ их несущей способности показали наличие расчетных запасов по основным несущим элементам. Для пилона при вертикальном сжатии коэффициент запаса по отношению к предельной нагрузке, определенной по СП 63.13330.2018, составил до 2,2; для ребристой плиты перекрытия предельная нагрузка превысила нормативную расчетную величину по первой группе предельных состояний в 1,67 раза.

3. Вероятностные расчеты показали, что здания из КЖМ обладают уровнем надежности, превышающим целевые значения для предельных состояний по несущей способности. Для пилоновой конструктивной схемы получены $P_f = 2,92 \cdot 10^{-6}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 4,532$, для стеновой схемы – $P_f = 2,92 \cdot 10^{-12}$, соответствующее значение индекса надежности составило $\beta = 6,892$. Эти значения превышают верхнюю границу целевого диапазона $\beta = 4,3$. Это означает, что для данного здания набор частных коэффициентов является избыточно «консервативным» с точки зрения надежности. Возможно снижение коэффициентов надежности по нагрузке пропорционально на 8 % (коэффициент запаса $k = 1,08$).

4. Выполненная калибровка коэффициента надежности по нагрузке также показала, что безопасная работа пилона обеспечивается при $\gamma_p = 1,08$.

5. С учетом высокой точности заводского изготовления, контролируемой плотности бетона и сниженной изменчивости прочности бетона обосновано применение дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{c2} = 1,03$, а также уточненного коэффициента надежности для нагрузки от собственного веса конструкций КЖМ $\gamma_f = 1,05$.

6. На основании статистических данных о фактических полезных нагрузках, а также анализа влияния временных нагрузок на коэффициент использования несущей способности пилонов обосновано применение уточненного коэффициента надежности по равномерно распределенной полезной нагрузке $\gamma_f = 1,2$ для жилых помещений зданий из КЖМ при нормативном значении нагрузки менее 2,0 кПа.

7. Для ребристых плит перекрытий зданий из КЖМ обоснована возможность увеличения предельно допустимой ширины раскрытия трещин до 0,4 мм при продолжительном раскрытии и до 0,5 мм при непродолжительном раскрытии.

8. Предложенные коэффициенты и расчетные положения следует применять только в пределах установленной области применения: для конструкций КЖМ, изготавливаемых в условиях контролируемого заводского производства, при обеспечении заданного качества материалов, точности геометрических параметров и надежности внутримодульных связей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мкртычев О.В., Лохова Е.М. Проектирование сейсмостойких зданий. Нормы нового поколения // Жилищное строительство. 2024. № 4. С. 42–46. DOI: 10.31659/0044-4472-2024-4-42-46
2. Амбарцумян С.А., Манукян А.В., Мкртычев О.В. и др. Натурные и численные эксперименты узлов крупногабаритных железобетонных модулей // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 7. С. 41–47. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.07.41-47. EDN MZRRNI.
3. LS-DYNA KEYWORD USER'S MANUAL VOLUME II Material Models. 2002. 1206 p.
4. Булушев С.В. Оценка сейсмостойкости зданий с рамным каркасом на основе вероятностного нелинейного динамического анализа : дис. канд. техн. наук. М., 2020. 154 с.
5. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. М. : Стройиздат, 1986. 192 с.
6. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М. : АСВ, 2010. 384 с.
7. Пиеничкина В.А., Воронкова В.А., Дроздов В.В. Вероятностные методы строительной механики и теория надежности строительных конструкций : учебное пособие // Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Волгоградский государственный технический университет. Т. 2. Волгоград : Волгоградский государственный технический университет, 2021. 98 с.
8. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М. : Стройиздат, 1978. 239 с.
9. Саргсян А.Е., Райзер В.Д., Мкртычев О.В. Метод статистических испытаний при расчете строительных конструкций на надежность. М. : РГОТУПС, 1999. 36 с.
10. Чирков В.П. Теоретические основы прогнозирования сроков службы железобетонных конструкций. М. : Изд-во МИИТа, 1995. 56 с.
11. Мкртычев О.В., Лохова Е.В. Оценка надежности железобетонного каркаса с применением систем сейсмозащиты в виде узлов с повышенными диссипативными свойствами с учетом изменчивости сейсмического воздействия // Строительная механика и конструкции. 2025. № 3 (46). С. 52–61. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.46.3.006
12. Мкртычев О.В., Райзер В.Д. Теория надежности в проектировании строительных конструкций : монография. М. : Изд-во АСВ, 2016. 908 с.
13. Murray Y.D. Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean : FHWA-HRT-05-062, 2007. 77 p.
14. US Department of Transportation. Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159. McLean : FHWA-HRT-05-063, 2007. 190 p.
15. Мкртычев О.В., Лохова Е.М., Тагиров Т.А. Нормирование предельного сдвига этажа как критерия особого предельного состояния // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2024. Т. 20. № 4. С. 197–207.
16. Отставнов В.А., Смирнов А.Ф., Райзер В.Д., Сухов Ю.Д. Учет ответственности зданий и сооружений в нормах проектирования строительных конструкций // Надежность строительных конструкций. М. : ЦНИИСК им. Кучеренко.

REFERENCES

1. Mkrtychev O.V., Lokhova E.M. Design of Earthquake-Resistant Buildings. New Generation Standards. *Housing Construction*. 2024; 4:42-46. DOI: 10.31659/0044-4472-2024-4-42-46 (In Russian).
2. Ambartsumyan S.A., Manukyan A.V., Mkrtychev O.V. et al. Full-Scale and Numerical Experiments of Joints of Large-Sized Reinforced Concrete Modules. *Industrial and Civil Engineering*. 2024; 7:41-47. DOI: 10.33622/0869-7019.2024.07.41-47. EDN MZRRNI. (In Russian).
3. LS-DYNA KEYWORD USER'S MANUAL VOLUME II Material Models. 2002; 1206.
4. Mkrtychev O.V., Lokhova E.V. Reliability Assessment of a Reinforced Concrete Frame with Seismic Protection Systems in the Form of Joints with Enhanced Dissipative Properties Considering the Variability of Seismic Action. *Structural Mechanics and Structures*. 2025; 3(46):52-61. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.46.3.006 (In Russian).
5. Mkrtychev O.V., Lokhova E.M., Tagirov T.A. Standardization of Interstory Drift as a Criterion for the Special Limit State. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2024; 20(4):197-207. (In Russian).
6. Bulushev S.V. Assessment of Seismic Resistance of Buildings with Frame Structures Based on Probabilistic Non-linear Dynamic Analysis : Ph.D. Dissertation (Engineering). Moscow, 2020; 154. (In Russian).
7. Rayzer V.D. *Methods of Reliability Theory in the Standardization of Design Parameters of Building Structures*. Moscow, Stroyizdat Publ., 1986; 192. (In Russian).
8. Rayzer V.D. *Theory of Structural Reliability*. Moscow, ASV Publ., 2010; 384. (In Russian).

9. Pshenichkina V.A., Voronkova V.A., Drozdov V.V. *Probabilistic Methods of Structural Mechanics and Reliability Theory of Building Structures : textbook. Part 2*. Volgograd, Volgograd State Technical University, 2021; 98. (In Russian).
10. Rzhantsyn A.R. *Theory of Reliability Analysis of Building Structures*. Moscow, Stroyizdat Publ., 1978; 239. (In Russian).
11. Sargsyan A.E., Rayzer V.D., Mkrtychev O.V. *Method of Statistical Tests in Reliability Analysis of Building Structures*. Moscow, RGOTUPS Publ., 1999; 36. (In Russian).
12. Chirkov V.P. *Theoretical Foundations for Predicting the Service Life of Reinforced Concrete Structures*. Moscow, MIIT Publ., 1995; 56. (In Russian).
13. Mkrtychev O.V., Rayzer V.D. *Reliability Theory in the Design of Building Structures : monograph*. Moscow, ASV Publ., 2016; 908. (In Russian).
14. Murray Y.D. *Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159*. McLean, FHWA-HRT-05-062, 2007; 77.
15. US Department of Transportation. *Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159*. McLean, FHWA-HRT-05-063, 2007; 190.
16. Otstavnov V.A., Smirnov A.F., Rayzer V.D., Sukhov Yu.D. Consideration of the Importance (Consequence Class) of Buildings and Structures in Design Codes for Building Structures. *Reliability of Building Structures*. Moscow, Kucherenko Central Research Institute for Building Structures. (In Russian).