УДК 69.04
doi: 10.33622/0869-7019.2026.07.26-35

Совершенствование метода расчета по предельным состояниям и нормирования строительных конструкций

Дмитрий Анатольевич ПЕКИН, кандидат технических наук, главный конструктор, dpekin@mail.ru
ИНВ-Строй, 142105 Московская обл., г. Подольск, ул. Пионерская, 6-30

Аннотация. *Перечислены предпосылки внедрения и принципиальные отличия метода расчета по предельным состояниям от методов расчета по допускаемым напряжениям и разрушающим нагрузкам. Поясняется назначение и цель внедрения системы коэффициентов надежности и условий работы по сравнению с единым коэффициентом безопасности. Указаны важность и причины появления отдельной группы предельных состояний по эксплуатационной пригодности. Рассмотрены аспекты применения метода расчета по предельным состояниям для физически и геометрически нелинейных расчетов, обоснована необходимость его уточнения. На примере временных полезных нагрузок показано влияние изменений общественного уклада на коэффициент надежности по нагрузке, а также негативные последствия формального подхода к соблюдению требований норм, приводящие к перерасходу стали и бетона. Перечислены недостатки норм, касающиеся фундаментных плит и ограждающих конструкций котлованов из монолитного железобетона, и пути их корректировки. Рассмотрены аспекты задачи по определению неблагоприятных сочетаний нагрузок и воздействий при сравнении отечественных и зарубежных норм. Обосновывается необходимость другого пути развития нормирования для несущих конструктивных систем. Для плитных железобетонных конструкций рассмотрены традиционные подходы по назначению коэффициентов надежности для постоянных нагрузок и предложена их корректировка, учитывающая современные возможности строительной отрасли и науки.*

Ключевые слова: *расчет по предельным состояниям, коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса, основные и особые сочетания нагрузок, характеристики материалов для нелинейных расчетов, нормирование*

Для цитирования: *Пекин Д. А.* Совершенствование метода расчета по предельным состояниям и нормирования строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2026. № 7. С. 26–35. doi: 10.33622/0869-7019.2026.07.26-35

DEVELOPMENT THE METHOD OF LIMIT STATES CALCULATION AND STANDARDIZATION OF BUILDING STRUCTURES

Dmitrii A. PEKIN, dpekin@mail.ru
INV-Stroy, Pionerskaya ul., 6-30, Podolsk 142105, Russian Federation

Abstract. *The article lists the prerequisites for the implementation of the ultimate limit state method and its fundamental differences from methods based on permissible stresses and failure loads. It explains the purpose and aims of implementing a system of partial safety factors and operating conditions, compared to a single safety coefficient. The importance and reasons for the emergence of a separate group of serviceability limit states, as well as the lack of their numbering in foreign standards, are indicated. Aspects of applying the ultimate limit state method to physically and geometrically nonlinear calculations are considered, and the need for its clarification is substantiated. Using temporary useful loads as an example, the influence of changes in the current social structure on the load safety factor is demonstrated, as well as the negative consequences of a formal approach and compliance with standard requirements, leading to a significant excess of steel and concrete. The article lists the shortcomings of standards concerning monolithic reinforced concrete foundation slabs and enclosing structures of pits, and ways to correct them. Aspects of the problem of determining unfavorable combinations of loads and impacts are considered when comparing domestic and foreign standards. The necessity of another way of developing standards for structural systems is substantiated. For slab reinforced concrete structures, traditional approaches to assigning safety factors for deadweight loads are considered, and their adjustment is proposed, taking into account the modern capabilities of the construction industry and science.*

Keywords: *limit state calculation method, safety factor for deadweight load, basic and special load combinations, material characteristics for nonlinear calculations, standardization*

For citation: Pekin D. A. Development the Method of Limit States Calculation and Standardization of Building Structures. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2026, no. 7, pp. 26–35. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2026.07.26-35

© ПЕКИН Д. А., 2026

Введение

За прошедшие несколько десятилетий с момента возникновения и внедрения метода расчета по предельным состояниям (МРПС), пришедшего на смену методам расчета по допускаемым напряжениям и разрушающим нагрузкам, подробно рассмотренным в [1] применительно к железобетону, произошли существенные изменения в строительной отрасли. Тем не менее сам метод не претерпел значимых изменений в отечественных нормах и находится в состоянии близком к середине 1980-х гг.

В работе [2] выполнен подробный обзор текущего состояния метода, в том числе его применение в отдельных зарубежных нормах на момент середины 2000-х гг., которые в некоторой степени продвинулись методологически, но принципиально остаются на тех же позициях. Поэтому важно отметить принципиальные отличия метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям от предыдущих методов, а именно:

• разделение всего спектра проверок на две группы: 1) *предаварийное состояние* — состояние непосредственно перед разрушением, которое совсем не обязательно характеризуется достижением предела текучести в материале; 2) *эксплуатационная пригодность* — рабочее состояние, характеризующееся нормальной эксплуатацией и отсутствием неблагоприятных событий и/или явлений;

• назначение этим группам различных коэффициентов надежности (безопасности);

• внедрение вероятностных подходов при определении коэффициентов надежности по нагрузке и материалу.

Автор идеи и теоретических основ МРПС проф. Н. С. Стрелецкий отмечал [3, с. 235—241], что расчленение коэффициента запаса является формальной операцией и невозможно доказать отсутствие влияния различных коэффициентов надежности друг на друга. Например, при учете увеличения толщины плиты посредством коэффициента надежности по нагрузке увеличивается левая часть неравенства в виде нагрузочного эффекта, но в это же время может увеличиться и правая его часть за счет изменения геометрических характеристик сечения и повышения сопротивления. Применение нескольких разных коэффициентов надежности, называемых частными в зарубежной литературе, по сравнению с одним коэффициентом безопасности, как было ранее, принципиально не меняет метод расчета, даже если они все вычисляются с учетом вероятностных подходов, т. е. произведение нескольких частных коэффициентов надежности может соответствовать одному коэффициенту безопасности. Более того, их применение совсем не обязательно приведет к повышению эффективности принимаемых конструктивных решений, о чем свидетельствуют результаты сравнительных расчетов по советским и европейским нормам в работе [4, с. 218].

Создание второй группы предельных состояний (и первоначально даже третьей группы для задач трещиностойкости железобетонных конструкций) было продиктовано анализом результатов эксплуатации несущих строительных конструкций с начала прошлого века и возникновением нештатных ситуаций, затрудняющих производственные процессы и комфортное пребывание людей в помещениях, в связи с чрезмерным развитием прогибов, углов поворота, колебательных процессов, раскрытием трещин и другими негативными последствиями, вызванными чрезмерно эффективными и экономичными конструктивными решениями.

Несмотря на объективную необходимость отдельного рассмотрения широкого круга предельных состояний, учитываемых этой группой, возникает ряд закономерных вопросов:

• какая группа предельных состояний является приоритетной?

• если конструкция удовлетворяет требованиям второй группы, то может ли она не удовлетворять требованиям первой группы?

• предельные состояния какой группы больше соответствуют реальному поведению конструкций за принятый срок эксплуатации?

• какие возникают противоречия при использовании МРПС и выполнении нелинейных расчетов, которые были недоступны на момент его разработки и внедрения?

Во второй половине прошлого века советскими учеными опубликован ряд работ [4—9], предлагающих переход от полувероятностного МРПС к вероятностному методу расчета на основе теории надежности, который не может быть внедрен главным образом в связи с текущим технологическим укладом и геополитической ситуацией. В этой связи совершенствование МРПС является актуальной и важной задачей.

Цель данной работы — предложить пути совершенствования метода расчета по предельным состояниям на основе современного развития строительной науки и практики для повышения эффективности конструктивных решений и снижения трудозатрат на проектирование.

Модели, методы и их анализ

В большинстве зарубежных норм отсутствует нумерация групп предельных состояний, что во многом объясняется следующими причинами.

1. Большая часть жизненного цикла строительных конструкций

проходит в режиме нормальной эксплуатации при соблюдении проектных решений и нормативных требований, а расчетные ситуации для наиболее ответственных сечений или частей конструктивных элементов, вызываемые одновременно увеличением нагрузок и снижением прочностных характеристик, возникают крайне редко либо не возникают вовсе.

2. Для ряда проверок соответствие конструкций требованиям второй группы гарантирует в большинстве случаев выполнение требований первой группы предельных состояний, как например расчет грунтового основания по деформациям согласно СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений». Другим примером является расчет железобетонных конструкций (ЖБК) по трещиностойкости, когда предельная ширина раскрытия нормальных трещин при расчетных нагрузках и максимально допустимых относительных деформациях в арматуре может колебаться в диапазоне от 2,5 до 10 мм [10], что существенно превышает ограничения по ширине раскрытия трещин при нормативных нагрузках и характеристиках материалов согласно СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

3. В связи с отсутствием сложившейся хронологии внедрения, как в советских нормах, и более поздним заимствованием МРПС в практику проектирования строительных конструкций.

Кроме того, в п. 6.2 Еврокод-0 сформулировано ограничение, согласно которому применение частных коэффициентов надежности, т. е. снижение прочностных характеристик материалов в диаграммах «σ—ε», не применяется в процессе определения напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций на основе нелинейных расчетов, на которые распространяются правила, установленные в EN 1991... EN 1999, но не принятые в настоящий момент.

Очевидно, что на этапе разработки МРПС авторы не рассматривали аспекты его применения совместно с физически и геометрически нелинейными расчетными моделями конструктивных систем ввиду отсутствия таких технических возможностей, поэтому для проверки прогибов и ширины раскрытия нормальных трещин ЖБК использовались результаты серии линейных расчетов с разными механическими характеристиками материалов согласно п. 4.24 и 4.14 СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» соответственно. В отечественных нормах и стандартах это противоречие пока не отрегулировано, более того, по аналогии с расчетом нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели (НДМ) согласно СП 63.13330 у большинства проектировщиков возникает мысль о необходимости назначения расчетных характеристик материалов при выполнении нелинейных расчетов для определения НДС конструкций.

В отдельных работах, со ссылкой на зарубежные нормы, приводится аргументация неправильности такого подхода [2,11], но без доказательства. Необходимость применения нормативных характеристик материалов в данном случае можно обосновать посредством следующей аксиомы: коэффициенты надежности в основополагающем неравенстве МРПС (в левой части — нагрузки, в правой — сопротивления) не применяются дважды. Далее необходимо вспомнить, что изгибающий момент — это статический эквивалент нормальных напряжений*, а не произведение силы на плечо пары сил.

Таким образом, применение расчетных прочностных характеристик материалов для построения диаграмм «σ—ε» при выполнении нелинейных расчетов приведет к невозможности достижения нормальными напряжениями и, следовательно, изгибающими моментами значений, соответствующих нормативным характеристикам материалов, и при последующей проверке нормальных сечений элементов к повторному снижению параметров сопротивления вне зависимости от выбранной методики — предельных усилий или НДМ, что в подобном случае будет противоречить сформулированной выше аксиоме. Кроме того, очевидно, что вероятность действия расчетных нагрузок (повышенных) и характеристик материалов (пониженных) одновременно для всех сечений конструктивных элементов в расчетной модели стремится к нулю тем быстрее, чем больше их общее количество в несущей системе сооружения.

Для оценки результатов нелинейных расчетов в нормах Model Cod 2010 предлагается использовать метод коэффициента глобального сопротивления конструктивной системы, который по аналогии с известными методами расчета использует один коэффициент безопасности, но с учетом вероятностного подхода при его определении и без проверки характерных нормальных сечений с неблагоприятными сочетаниями внутренних усилий. Предлагаются и другие схожие методы для общей оценки конструктивной системы при нелинейных расчетах, например, метод оценивания коэффициента вариации сопротивления (ECOV) и его разновидности, которые подробно рассмотрены и развиваются проф. В. В. Туром в статье [12].

Важным требованием для всех

* *Безухов Н. И.* Основы теории упругости, пластичности и ползучести. М. : Высш. шк., 1968. 512 с.

этих методов является необходимость определения ошибки моделирования в сравнении с результатами натурных экспериментов, и на конкретном примере двух разных программно-вычислительных комплексов (ПВК) [12, с. 257], но без сравнения с результатами испытаний, показано, насколько существенными могут быть различия в значениях предельной нагрузки для защемленной по концам балки. В примерах этой статьи не затрагивается одна из ключевых проблем — как правильно учитывать ползучесть в сжатой зоне бетона при выполнении нелинейных расчетов, которая по своему значению может внести в результаты больший вклад по сравнению с недостатками рассмотренных методов.

В прил. В к Еврокод-2 явление ползучести сжатого бетона рассмотрено на качественно другом уровне по сравнению с отечественными нормами, но применительно к нелинейным расчетам детализация требований в п. 5.7, 5.8.4—5.8.6 оставляет желать лучшего, и, к сожалению, частично заимствована из п. 5.8.6(4) для определения модуля деформаций в п. 6.1.15 СП 63.13330.

Кроме того, возникают следующие принципиальные вопросы:

- как изменяется влияние ползучести на НДС конструкции и системы в целом при наличии сжатой арматуры, которая, очевидно, будет препятствовать процессу увеличения продольных деформаций, в зависимости от процента армирования?
- как изменятся продольные деформации ползучести при двухосном или трехосном НДС сжатой зоны не только бетона, но и железобетона?
- насколько корректно переносить результаты исследования ползучести сжатого бетона, положенные в основу прил. В к Еврокод-2, на железобетон?
- какой процент армирования сжатой зоны бетона позволит существенно снизить влияние ползучести на НДС конструктивной системы?

Другой важный аспект развития МРПС — совершенствование методик для определения значений коэффициентов надежности по нагрузкам и материалам. Например, для повышения эффективности ЖБК авторами статьи [13], в связи с новыми технологическими возможностями и существенными изменениями в производстве строительных материалов, предлагается некоторая корректировка коэффициентов надежности по арматуре и бетону при выполнении ряда условий.

Не менее назревшей является необходимость корректировки коэффициентов надежности для постоянных и временных нагрузок, вызванных изменениями технологического уклада и образа жизни в развитых и развивающихся странах. В монографии [7, с. 101] приводится описание полезных нагрузок и их перегрузок, соответствующих канонам прошлого века: «Нагрузка от мебели имеет постоянный характер и обычно невелика. Важным фактором является расположение мебели относительно несущих конструкций перекрытий. Опасна сдвижка мебели в середину пролета конструкции, что обычно происходит во время ремонта стен (оклейка обоев, побелка, окраска) ...».

Математические формулы, соответствующие такому описанию природы нагрузок, не соответствуют текущему развитию общественного уклада и могут быть некорректными для большинства современных многоэтажных жилых зданий. Например, помимо мебели владельцы квартир могут размещать аквариумы большой вместимости и высоты, нагрузка от которых может быть достаточно заметной.

Другой интересный пример — это сочетание двух постоянных нагрузок [7, с. 117], которое при устройстве полов встречается практически в каждом здании вне зависимости от назначения. В книге [2] для многокомпонентной постоянной нагрузки приводится известная формула, позволяющая определить понижающий коэффициент сочетаний в зависимости от веса всех элементов конструкции. Но оба этих подхода не учитывают взаимосвязь между толщиной элементов конструкции перекрытия. Очевидно, что крайне малая вероятность увеличения толщины плиты перекрытия в рамках допусков СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции» на 2 см приведет к снижению толщины конструкции пола на аналогичную величину, поскольку строители на площадке материально не заинтересованы в перерасходе материалов. Нормы СП 20.13330 (п. 7.2) требуют умножения значений этих нормативных нагрузок на коэффициенты надежности 1,1 и 1,3 соответственно. Так, для монолитной железобетонной плиты толщиной 200 мм ($\gamma = 25$ кН/м^3) и конструкции пола на основе цементно-песчаной стяжки с различной облицовкой и общей толщиной 100 мм ($\gamma = \sim 18$ кН/м^3) это приводит к увеличению нагрузки с 6,8 до 7,84 кПа, т. е. на 15,3 % (1,04 кПа). Полученная разница в 2 раза больше длительной части полезной равномерно распределенной нагрузки от людей для многоэтажного жилого здания, а для колонны 1-го этажа может быть сопоставима с расчетной полезной нагрузкой с учетом понижающих коэффициентов φ_1 и φ_3 СП 20.13330.

Формальный подход к соблюдению требований норм при назначении полезных нагрузок в отдельных случаях приводит к существенному перерасходу стали и бетона. Например, для типового многоэтажного здания центра

обработки данных одного крупного банка, в котором серверные стойки размещаются на первом этаже площадью ~7 тыс. м^2, а инженерные системы на вышележащих трех уровнях общей площадью 21 тыс. м^2, полезная нагрузка согласно п. 11 табл. 8.3 СП 20.13330 была принята 1,5 кПа при общем количестве обслуживающего персонала 50 человек на весь комплекс зданий, помещающихся в одной ячейке перекрытия на любом из уровней. Таким образом, полезная нагрузка на все стальные конструкции каркаса и фундаменты превысила фактическую в сотни раз, а для центральной колонны 1-го этажа – более 3 раз, что не укладывается в интервалы значений понижающих коэффициентов φ_1 – φ_4 согласно п. 6.7, 6.8 СП 20.13330.

Отдельный комплекс вопросов возникает применительно к фундаментам зданий и ограждающим конструкциям котлованов. Например, при нелинейном расчете фрагмента фундаментной плиты с центральной колонной многоэтажного здания вместе с однородным основанием в ПВК ANSYS и при пространственной постановке задачи, когда для бетона и грунта используются объемные конечные элементы (КЭ), выяснилось, что изменение механических характеристик сжимаемой толщи не оказывает принципиального влияния на НДС этого фрагмента ЖБК, т. е. осадка при уменьшении в 10 раз модуля деформации грунта одновременно для всех объемных КЭ увеличивается соответственно, а напряжения и деформации в железобетоне изменяются незначительно. Кроме того, существенное изменение глубины сжимаемой толщи при однородном основании, например при ее уменьшении с 10 до 5 м, также не оказывает заметного влияния на НДС этого фрагмента ЖБК при выполнении такого нелинейного расчета.

Таким образом, большинство подобных фундаментов зданий, особенно башенного типа, являются жесткими штампами по отношению к основанию и характер их деформирования существенно зависит от топологии расчетной модели. Например, при выполнении линейного расчета системы «здание–фундамент–основание», моделировании подобной фундаментной плиты с помощью пластинчатых КЭ и наличии в заданной толще слабого грунта, располагаемого заметно ниже глубины сжимаемой толщи, определяющей НДС ЖБК, полученная разность осадок будет существенно завышена, что не соответствует реальной картине НДС основания и приведет к неоправданному увеличению внутренних усилий в неразрезных плитных ЖБК.

Понятно, что применение расчетных физико-механических характеристик грунтов основания при определении НДС каркаса здания только усугубляет проблему. В этой связи очевидно, что задачи по определению НДС основания и ЖБК заметно различаются и требуют раздельного решения. Как было предложено ранее в монографии [14], критерием для определения глубины сжимаемой толщи грунта при нахождении НДС ЖБК может служить равенство в нем ортогональных нормальных напряжений, действующих в горизонтальной плоскости, т. е. при достижении на некоторой глубине равенства $\sigma_x = \sigma_y$ нижележащие слои грунта необходимо исключить из последующего линейного расчета системы «здание–фундамент–основание».

Другой пример связан с ЖБК ограждения котлована траншейного типа «стена в грунте» (СВГ), когда для подбора арматуры требуется использовать расчетные характеристики грунтов и железобетона даже в том случае, если конструкция является временной и функционирует довольно короткий промежуток времени по сравнению со сроком эксплуатации здания. До разработки СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования» его авторами, в рамках подготовки специальных технических условий (СТУ) для бетона СВГ, предлагался коэффициент условий работы $\gamma_{b3} = 0{,}6$ на основе п. 7.1.9 СП 24.13330.2021 «СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты», равный произведению коэффициентов $\gamma_{cb} = 0{,}85$ и $\gamma'_{cb} = 0{,}7$ (случай г). Однако после выхода норм для временных ЖБК СВГ в п. 6.4.19 сделано исключение и допускается принимать коэффициенты γ_{cb} и γ'_{cb} равными 1,0. При этом возникает очевидное противоречие с постулатами МРПС – на этапе строительства нулевого цикла здания постоянное и временное ограждения котлованов из СВГ находятся в одинаковых условиях с точки зрения качества изготовления материалов и конструкции, а следовательно и сопротивления (правой части неравенства МРПС), без учета коэффициента γ_{b3}. Более того, самое неблагоприятное сочетание внутренних усилий в ЖБК возникает на последнем этапе разработки грунта до отметки дна котлована, при котором, как и для всех предыдущих этапов, используются расчетные нагрузки и характеристики материалов.

Различие между ними заключается в малой вероятности возникновения расчетных нагрузок, т. е. для временного ограждения вероятность их возникновения гораздо ниже, чем для постоянного, но это с лихвой может перекрываться более надежными с точки зрения характера НДС условиями эксплуатации ЖБК, поскольку расчетная длина нижне-

го по высоте СВГ пролета (без учета заделки в грунт) после возведения фундаментной плиты уменьшается на ее толщину с учетом подготовки. Например, при суммарной их толщине 1,3 м и пролете на этапе эксплуатации 5 м получим следующий коэффициент – $(5{,}0 + 1{,}3)^2/(5{,}0)^2 = 1{,}59$, показывающий насколько влияние от возможного увеличения внутренних усилий в СВГ до расчетных значений (например, при возникновении и/или увеличении гидростатического давления) будет снижено относительно последнего этапа возведения ЖБК. Кроме того, в связи с возможностью знакопеременного нагружения значительная часть СВГ по длине выполняется с симметричным армированием, за исключением ее фрагмента вблизи заделки в грунт ниже дна котлована, что заметно снижает риски и зависимость от качества уложенной бетонной смеси.

Таким образом, назначение для постоянного ограждения в виде СВГ дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{b3} = 0{,}6$ вызывает большие сомнения и снижает эффективность конструктивных решений и МРПС. В п. 6.4.20 новой редакции изм.1 СП 381.1325800 добавлены дополнительные требования по трещиностойкости к временным ЖБК, для которых допускается увеличение ширины раскрытия трещин на 0,1 мм относительно требований к постоянным СВГ, что также вызывает не меньше сомнений, поскольку:

- процесс коррозии арматуры в большинстве случаев протекает гораздо медленнее, чем процесс возведения подземной части здания;
- ограничением ширины раскрытия трещин не решить проблему герметичности и гидроизоляции подземной части здания;
- текущая методика расчета по трещиностойкости в СП 63.13330 обладает заметными недостатками и требует корректировки [15].

Определение неблагоприятных, но реально возможных сочетаний нагрузок и воздействий является одной из самых интересных, сложных и абстрактных задач, особенно для конструкций из материалов, характеризующихся свойствами пластичности, ползучести, хрупкости и т. п. Развитие этого направления должно учитывать два принципиально разных подхода к нормированию, которые неоднократно предлагались авторитетными специалистами и учеными в наше время: нормирование на основе возможности проведения «ручных» расчетов и нормирование для применения в современных ПВК. И, очевидно, оно должно базироваться на важном постулате проф. Н. С. Стрелецкого [3] о том, что простота расчета при использовании МРПС важнее точности, поскольку, используя аппарат коэффициентов условий работы, можно сложный расчет всегда привести к простому.

Следует отметить, что изменение подходов в назначении коэффициентов сочетаний в СП 20.13330 по сравнению со СНиП 2.01.07-85* (без учета допущения в прим. п. 1.12) привело к тому, что продолжительность определения неблагоприятных нагрузочных эффектов в линейных расчетных моделях монолитных железобетонных каркасов с большим количеством КЭ, реализуемых в современных ПВК, может существенно превышать время на определение НДС конструктивной системы, и вряд ли может быть сокращено за счет корректировки алгоритмов расчета. Исключено различие в сочетаниях между нормативными и расчетными нагрузками, которое может заметно снизить запас надежности [16, с. 91] применительно к сочетанию трех и более нормативных кратковременных нагрузок, поскольку при выделении одной такой доминирующей нагрузки с коэффициентом сочетания 1,0 и последовательным его снижением для второй и остальных нагрузок на 0,9 и 0,7 соответственно происходит его снижение по сравнению с назначением для всех этих нагрузок коэффициента сочетания 0,9.

В этой части авторы Еврокод-0 пошли по второму пути развития норм и существенно усложнили процедуру определения неблагоприятных сочетаний нагрузок и воздействий за счет назначения любой кратковременной нагрузки в качестве доминирующей с коэффициентом сочетания 1,0, последовательным его снижением для других нагрузок и перебором всех возможных комбинаций нагрузок. Кроме того, длительность нормативной нагрузки определяется с помощью трех коэффициентов: комплексного (отвечает за сочетания с другими временными нагрузками), пониженного (учитывает режимы эксплуатации) и длительного (выделяет длительную часть нагрузки). Более высокая эффективность ЖБК [4, с. 218] и подтвержденная временем безопасность достигаются в советских нормах за счет более низких значений коэффициентов надежности по нагрузке и материалам, что при сохранении их значений в СП 20.13330 и СП 63.13330 может противоречить новому подходу при назначении коэффициентов сочетаний и снижать надежность конструктивной системы.

Следующий важный аспект этой задачи связан с различиями между нагрузкой и нагрузочным эффектом. В статье [17] при рассмотрении геометрически нелинейных систем предложено их классифицировать в зависимости от соотношения нагрузок и нагрузочных эффектов: упрочняющиеся – это те, в которых нагрузки растут быстрее нагрузочных

эффектов (к ним, например, относятся висячие конструкции, поскольку возникающий горизонтальный распор растет медленнее внешней вертикальной нагрузки), деградирующие (например, арочные системы) — с точностью до наоборот. Развивая это предложение, большинство ЖБК можно отнести к деградирующим конструктивным системам, поскольку после образования силовых трещин нормальные напряжения в сжатой зоне бетона существенно увеличиваются без какого-либо роста нагрузки [1, с. 62], а после развития пластических деформаций увеличиваются повторно [18, с. 19]. В этой связи авторами работы [2] отмечается важность учета деформированного состояния и определенной цепочки расчетных ситуаций при решении генетически нелинейных задач [2, с. 75], а также несовместимость расчетов на особые воздействия с принципом суперпозиций [2, с. 80]. Но тогда справедливо возникают аналогия и вопрос — почему для деградирующей конструктивной системы из ЖБК можно использовать принцип суперпозиций для основного расчетного сочетания нагрузок и воздействий?

Другая острая проблема, подтверждающая необходимость двух названных путей развития норм, — непрозрачность используемых методик и результатов расчета, представляющих собой произведение двух «черных ящиков»: первым из них является задача по определению НДС, вторым — выполнение различных проверок без приведения формул и последовательности вычислений, которые вручную проверить крайне сложно или невозможно в принципе. Например, в одном широко распространенном в России ПВК расчет ЖБК по трещиностойкости выполняется на основе НДМ и собственной методики разработчиков, которая пока не опубликована, не регламентируется СП 63.13330 и отличается от результатов ручного расчета на основе полученного НДС конструкций в первом «черном ящике». Важно отметить, что такая ситуация складывается в первую очередь из-за несовершенства действующих норм, в которых перемешаны уже названные пути нормирования, приводятся требования только для частных случаев, например для плоских задач и ручных расчетов трещиностойкости ЖБК, и отсутствуют методики расчета и проверки элементов при действии всех силовых факторов в пространственной постановке и других аспектов, определяющих возникновение различных предельных состояний.

С учетом анализа отечественных нововведений в части внедрения параметрического нормирования, выполненного авторами статьи [19], необходимо поддержать сделанные выводы о преждевременности внедрения подобного подхода применительно к строительным нормам, регламентирующим безопасность конструктивных систем зданий и сооружений, а также вернуться к рассмотрению предложений проф. Н. И. Карпенко о необходимости и возможности использования советских норм проектирования, а именно СНиП 2.03.01-84* в связке со СНиП 2.01.07-85*, которые соответствуют первому пути развития нормирования, требуют всего лишь небольшой адаптации в части применения современных материалов и имеют принципиально важное значение в наше время. При этом не должно прекращаться совершенствование современных норм по второму пути развития, обеспечивая заказчиков и проектировщиков правом выбора норм и при необходимости сравнения результатов, снизив таким образом вероятность совершения ошибок.

Результаты исследования и их анализ

Рассмотрим на примере монолитных плитных ЖБК и с учетом замечания по сочетанию постоянных нагрузок на перекрытия эмпирический подход к определению коэффициента надежности по нагрузке. Для этого перечислим основные факторы, которые могут оказывать влияние на собственный вес конструкции:

- отклонение фактической плотности бетона в большую сторону от выбранной марки по средней плотности для тяжелого бетона (от D2000 до D2600) по ГОСТ 25192—2012 «Бетоны. Классификация и общие технические требования», при этом в большинстве случаев при проектировании для такого бетона данную марку не указывают, в отличие от легких бетонов;
- увеличение толщины плиты на этапе строительно-монтажных работ регламентируется табл. 5.12 СП 70.13330 и может составлять 20 мм в результате возможного отклонения горизонтальных плоскостей на весь выверяемый участок;
- средний расход арматуры на монолитные плитные ЖБК варьируется в диапазоне от 50 до 150 кг/м^3;
- потенциальное увеличение средней плотности тяжелого бетона регламентируется табл. 7 ГОСТ 7473—2010 «Смеси бетонные. Технические условия» и составляет ±20 кг/м^3, но, очевидно, не оказывает принципиального влияния, поскольку отклонение фактической плотности от средней может внести более заметный вклад в общую массу 1 м^2 плиты;
- насыщение бетона водой или другими жидкостями в случае возникновения аварийной ситуации и протечек из инженерных или технологических коммуникаций.

Плотность тяжелого бетона с

армированием традиционно принимается в расчетах равной 2500 кг/м^3; с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,1 (согласно п. 7.2 СП 20.13330) расчетный удельный вес составляет 27,5 кН/м^3. Стандарты ГОСТ 26633–2015 «Бетоны тяжелые мелкозернистые. Технические условия» и ГОСТ 25192 не регламентируют правила контроля изменчивости средней плотности тяжелого бетона в отличие от ГОСТ 27005–2014 «Бетоны легкие и ячеистые. Правила контроля средней плотности» в связи с существенным разбросом плотности мелкого и крупного заполнителя в пределах от 2000 до 2800 кг/м^3 и от 2000 до 3100 кг/м^3 соответственно, зависимостью плотности от прочности, технологии производства и укладки бетонной смеси.

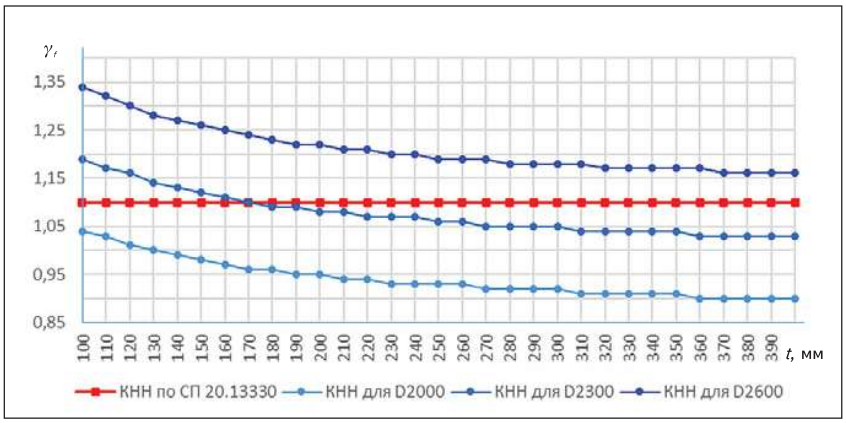
Если принять для марок D2000...D2600 и классов бетона B20...B50 следующие характеристики:

- коэффициент вариации средней плотности бетона – 4 %;
- возможность увеличения толщины плиты на 20 мм;
- проценты армирования – $\mu_s = 0{,}4$ и $\mu'_s = 0{,}57...0{,}14$ (∅12, шаг 200×200 мм);
- средняя плотность арматурной стали: 7850 – (D2000...D2600), кг/м^3,

то можно получить графическую иллюстрацию сравнения коэффициентов надежности по нагрузке (*см. рисунок*) в зависимости от толщины плиты на основе формулы

$$\gamma_f = \frac{\rho_f}{\rho_n} = \frac{t_f}{t_n}\frac{\rho_{f,b}}{\rho_n} + 2(\mu_s + \mu'_s)\frac{\rho_{f,s}}{\rho_n},$$

где $\rho_n = 2500$ – нормативная плотность железобетона, принимаемая в расчетах;



Изменение коэффициентов надежности по нагрузке (КНН) для монолитных плитных ЖБК в зависимости от толщины t

$$\rho_f = \frac{m_f}{t_n} = \frac{t_f\rho_{f,b} + 2(\mu_s t_n + \mu'_s t_n)\rho_{f,s}}{t_n} = \frac{t_f}{t_n}\rho_{f,b} + 2(\mu_s + \mu'_s)\rho_{f,s} -$$

максимальная фактическая плотность железобетона; m_f – максимальная фактическая масса 1 м^2 монолитной плитной ЖБК; t_n – проектная толщина монолитной плитной ЖБК; t_f – максимальная фактическая толщина монолитной плитной ЖБК; μ_s и μ'_s – осредненные коэффициенты армирования рабочей продольной растянутой и сжатой арматуры (с учетом размещения в двух ортогональных направлениях – множитель «2»); $\rho_{f,b}$ – максимальная фактическая плотность бетона проектного класса с учетом изменчивости; $\rho_{f,s} = \rho_s - \rho_b$ – фактическая плотность арматурной стали за вычетом плотности бетона; ρ_s – средняя плотность арматурной стали; ρ_b – средняя плотность бетона.

Анализируя *рисунок* можно увидеть, что КНН по СП 20.13330 при толщине ЖБК более 170 мм и марках бетона по средней плотности D2000 и D2300 обеспечивает требуемую надежность при выполнении расчетов, а для всех толщин плит и марки D2600 не соответствует потенциальному увеличению постоянной нагрузки, как и для толщин менее 170 мм при марке D2300.

Аналогичным образом можно определить КНН для конструкции пола перекрытия при его наличии, но с учетом уменьшения фактической толщины стяжки на принятое в формуле увеличение толщины плиты 20 мм. Если толщина конструкции пола больше толщины плиты и средняя плотность материалов выше, чем у железобетона, то КНН определяются в обратной последовательности. Снижение толщины конструкции кровли, устраиваемой поверх плиты покрытия, очевидно, не должно учитываться при определении КНН. Возможность водонасыщения железобетона на стадии эксплуатации должна рассматриваться отдельно в особом сочетании нагрузок и иметь локальное положение вблизи отверстий в плитах, через которые прокладываются вертикальные инженерные коммуникации, или в неблагоприятных местах вдоль трасс инженерных и технологических коммуникаций.

Таким образом, потенциальная возможность увеличения подобных постоянных нагрузок с учетом всех названных факторов может быть учтена в основном и особых расчетных сочетаниях гораздо более объективно и корректно по сравнению с СП 20.13330 при соответствующем развитии стандартов, регламентирующих изменчивость плотности бетона и других материалов конструкций.

Выводы

1. Метод расчета по предельным состояниям требует совершенствования сложившихся подходов и положений с учетом су-

щественных изменений, произошедших в общественном укладе и строительной отрасли за последние 25 лет, но при этом сохраняет свой потенциал развития, актуальность и востребованность на многие десятилетия вперед.

2. В области несущих конструктивных систем вместо параметрического нормирования необходимо возобновить действие последних редакций советских норм после актуализации в части применения современных материалов и их сопоставления с использованными ранее для обеспечения возможности проведения «ручных» расчетов, дополнительной системы контроля результатов, получаемых в отдельных ПВК от произведения «черных ящиков», сохранения и развития российской инженерной школы.

3. Современные нормы, регламентирующие проектирование несущих конструктивных систем, требуют существенной детализации и расшифровки требований в части проведения всевозможных линейных и, особенно, нелинейных расчетов, кроме того, увязки предлагаемых методик расчета с возможностью их реализации в ПВК.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Пекин Д. А.* Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с нормальными трещинами при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 9. С. 59–67. doi: 10.33622/0869-7019.2024.09.59-67
2. *Перельмутер А. В., Кабанцев О. В., Пичугин С. Ф.* Основы метода расчетных предельных состояний. М. : СКАД СОФТ, АСВ, 2019. 240 с.
3. *Стрелецкий Н. С.* Избранные труды. М. : Стройиздат, 1975. 423 с.
4. *Райзер В. Д.* Теория надежности в строительном проектировании. М. : АСВ, 1998. 304 с.
5. *Болотин В. В.* Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М. : Стройиздат, 1971. 255 с.
6. *Болотин В. В.* Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М. : Стройиздат, 1982. 351 с.
7. *Ржаницын А. Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность. М. : Стройиздат, 1978. 239 с.
8. *Райзер В. Д.* Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. М. : Стройиздат, 1995. 348 с.
9. *Райзер В. Д.* Теория надежности сооружений. М. : АСВ, 2010. 384 с.
10. *Пекин Д. А.* Нелинейные расчеты и «перераспределение» усилий в защемленной железобетонной балке при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 8. С. 41–47. doi: 10.33622/0869-7019.2024.08.41-47
11. *Перельмутер А. В., Тур В. В.* Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. Vol. 13. Iss. 3. Pp. 86–102.
12. *Тур В. В., Тур А. В.* Формат безопасности при выполнении нелинейных расчетов железобетонных конструкций // Сборник статей Международной научно-технической конференции. Брест : БрГТУ, 2017. С. 243–260.
13. *Келасьев Н. Г., Трекин Н. Н., Кодыш Э. Н.* [и др.]. Повышение экономической эффективности железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2025. № 6. С. 32–38. doi: 10.33622/0869-7019.2025.06.32-38
14. *Пекин Д. А.* Плитная сталежелезобетонная конструкция. М. : АСВ, 2010. 440 с.
15. *Пекин Д. А.* Совершенствование методики расчета базового расстояния между нормальными трещинами в изгибаемых железобетонных элементах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 12. С. 10–15. doi: 10.33622/0869-7019.2022.12.10-15
16. *Шпете Г.* К вопросу математического описания и обоснования на основе теории надежности правил сочетания нагрузок в нормах // Строительная механика и расчет сооружений. 1990. № 2. С. 87–91.
17. *Алявдин П. В.* Самоупрочняющиеся конструктивные системы // Опір матеріалів и теорія споруд. 2015. Вып. 94. С.186–201.
18. *Пекин Д. А.* Механика железобетонных балок с нормальными трещинами при плоском изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 10. С. 12–23. doi: 10.33622/0869-7019.2024.10.12-23
19. *Тур В. В., Колчунов В. И., Тамразян А. Г.* Безопасность зданий и сооружений с позиций новых требований параметрического армирования // Промышленное и гражданское строительство. 2025. № 4. С. 4–14. doi: 10.33622/0869-7019.2025.04.4-14

REFERENCES

1. Pekin D. A. Stages of stress-strain state of reinforced concrete beams with normal cracks during flat bending. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2024, no. 9, pp. 59–67. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2024.09.59-67
2. Perel'muter A. V., Kabancev O. V., Pichugin S. F. *Osnovy metoda raschetnyh predel'nyh sostoyanij* [Fundamentals of the method of calculated limit states]. Moscow, SKAD SOFT Publ., ASV Publ., 2019. 240 p. (In Russ.).

3. Streleckiy N. S. *Izbrannye trudy* [Selected works]. Moscow, Strojizdat Publ., 1975. 423 p. (In Russ.).
4. Rajzer V. D. *Teoriya nadezhnosti v stroitel'nom proektirovanii* [Reliability theory in construction design]. Moscow, ASV Publ., 1998. 304 p. (In Russ.).
5. Bolotin V. V. *Primenenie metodov teorii veroyatnostej i teorii nadezhnosti v raschetah sooruzhenij* [Application of methods of probability theory and reliability theory in calculations of structures]. Moscow, Strojizdat Publ., 1971. 255 p. (In Russ.).
6. Bolotin V. V. *Metody teorii veroyatnostej i teorii nadezhnosti v raschetah sooruzhenij* [Methods of probability theory and reliability theory in calculations of structures]. Moscow, Strojizdat Publ., 1982. 351 p. (In Russ.).
7. Rzhanicyn A. R. *Teoriya rascheta stroitel'nyh konstrukcij na nadezhnost'* [The theory of calculating building structures for reliability]. Moscow, Strojizdat Publ., 1978. 239 p. (In Russ.).
8. Rajzer V. D. *Raschet i normirovanie nadezhnosti stroitel'nyh konstrukcij* [Calculation and rationing of reliability of building structures]. Moscow, Strojizdat Publ., 1995. 348 p. (In Russ.).
9. Rajzer V. D. *Teoriya nadezhnosti sooruzhenij* [Theory of reliability of structures]. Moscow, ASV Publ., 2010. 384 p. (In Russ.).
10. Pekin D. A. Nonlinear calculations and "redistribution" of forces in a pinched reinforced concrete beam with a flat bend. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2024, no. 8, pp. 41–47. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2024.08.41-47
11. Perel'muter A. V., Tur V. V. Are we ready to switch to nonlinear analysis in design. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2017, vol. 13, iss. 3, pp. 86–102. (In Russ.).
12. Tur V. V., Tur A. V. Safety format for performing nonlinear calculations of reinforced concrete structures. *Sbornik statej Mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoj konferencii* [Collection of articles of the International Scientific and Technical Conference]. Brest, BrGTU Publ., 2017, pp. 243–260. (In Russ.).
13. Kelas'ev N. G., Trekin N. N., Kodysh E. N. et al. Improving the economic efficiency of reinforced concrete structures. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2025, no. 6, pp. 32–38. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2025.06.32-38
14. Pekin D. A. *Plitnaya stalezhelezobetonnaya konstrukciya* [Steel-reinforced concrete slab structure]. Moscow, ASV Publ., 2010. 440 p. (In Russ.).
15. Pekin D. A. Improving the methodology for calculating the base distance between normal cracks in bent reinforced concrete elements. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2022, no. 12, pp. 10–15. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2022.12.10-15
16. Shpete G. On the issue of mathematical description and justification based on the theory of reliability of the rules for combining loads in norms. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*, 1990, no. 2, pp. 87–91. (In Russ.).
17. Alyavdin P. V. Self-reinforcing structural systems. *Opir materialiv i teoriya sporud*, 2015, vol. 94, pp.186–201. (In Russ.).
18. Pekin D. A. Mechanics of reinforced concrete beams with normal cracks during flat bending. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2024, no. 10, pp. 12–23. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2024.10.12-23
19. Tur V. V., Kolchunov V. I., Tamrazyan A. G. Safety of buildings and structures from the perspective of new parametric reinforcement requirements. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2025, no. 4, pp. 4–14. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2025.04.4-14

В Минстрое России

Правительством Российской Федерации принято постановление, которое вносит изменение в Правила согласования архитектурно-градостроительного облика объекта капитального строительства.

Теперь с заявлением о согласовании архитектурно-градостроительного облика объекта капитального строительства смогут обращаться не только правообладатели земельных участков и объектов капитального строительства, но и операторы комплексного развития территорий (КРТ) и лица, заключившие договор о КРТ. Изменения позволят инициировать процедуру согласования архитектурно-градостроительного облика до завершения оформления прав на земельные участки, что даст возможность проводить отдельные процедуры параллельно и сократить сроки подготовки проектов КРТ.

«Нововведение снимает ограничение и позволяет оператору КРТ или лицу, заключившего договор о КРТ, согласовывать архитектурные решения одновременно с кадастровым учетом и регистрацией прав на земельные участки. Теперь эти процессы можно вести параллельно, что заметно сокращает инвестиционно-строительный цикл», — прокомментировал первый зам. министра строительства и ЖКХ РФ А. Ломакин.

Принятые изменения от 10 мая 2026 г. № 538 в постановление правительства РФ от 29 мая 2023 г. № 857 направлены на дальнейшее сокращение инвестиционно-строительного цикла и совершенствование механизма КРТ. Возможность более раннего начала процедуры согласования архитектурно-градостроительного облика позволит сократить подготовительный этап реализации проектов КРТ и повысить эффективность взаимодействия участников инвестиционно-строительного процесса.