

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ. СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.014

DOI: 10.22227/1997-0935.2026.7.1091-1100

Вероятностные и нормативные подходы к оценке надежности изгибаемых стальных конструкций

Антон Евгеньевич Кубасевич

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ);
г. Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Метод предельных состояний является основным инструментом в отечественной и зарубежной практике проектирования, однако его «полувероятностная» природа не позволяет явно учитывать распределения случайных величин. В то же время использование вероятностных методов, таких как First-Order Reliability Method (FORM), обеспечивает более объективную оценку безопасности. Особое внимание уделено отсутствию в отечественной нормативной базе четкой количественной характеристики целевого уровня индекса надежности β , что затрудняет оценку безопасности принятых проектных решений.

Материалы и методы. Исследование выполнено на примере расчета стальной балки, работающей в составе перекрытия офисного здания. Для анализа использованы два современных метода: метод предельных состояний (уровень I) и вероятностный метод надежности первого порядка FORM (уровень II). Исходные данные включали геометрические характеристики балки, плотности материалов и статистические свойства нагрузок.

Результаты. Расчеты по методу предельных состояний показали выполнение условий прочности при коэффициенте использования, близком к единице. Применение FORM позволило определить статистические параметры предельной функции, вероятность отказа и безотказной работы и соответствующий им индекс надежности $\beta = 2,332$. Сравнение с расчетами по европейским нормам выявило более высокие требования: при учете статистических характеристик нагрузок по JCSS требуемый момент сопротивления увеличивается на 27 %, а индекс надежности достигает значения $\beta \approx 2,943$. Ни один из подходов не обеспечил нормативный уровень $\beta = 3,8$, установленный EN 1990 для конструкций класса RC2.

Выводы. Выявлена существенная расхожимость оценок надежности при расчетах детерминистическим методом предельных состояний по российским и европейским нормам, также отмечены причины расхождений (модели распределений, параметры нагрузок и коэффициенты норм). Отмечена необходимость совершенствования национальных подходов к обеспечению надежности. Перспективными направлениями дальнейших исследований являются уточнение моделей распределения прочностных характеристик и нагрузок, а также разработка упрощенных инженерных методик применения вероятностных методов в проектировании.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: метод предельных состояний, метод надежности первого порядка, вероятностное проектирование, надежность, вероятность отказа, индекс надежности, случайные величины нагрузок, изгиб, балка

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Кубасевич А.Е. Вероятностные и нормативные подходы к оценке надежности изгибаемых стальных конструкций // Вестник МГСУ. 2026. Т. 21. Вып. 7. С. 1091–1100. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.7.1091-1100

Автор, ответственный за переписку: Антон Евгеньевич Кубасевич, anton_kubasevich@mail.ru.

Probabilistic and normative approaches to reliability assessment of flexural steel structures

Anton E. Kubasevich

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU);
Saint Petersburg, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The limit state method is the primary tool in both domestic and international design practice; however, its “semi-probabilistic” nature does not allow for an explicit consideration of the distributions of random variables. At the same time, the use of probabilistic methods, such as the First-Order Reliability Method (FORM), provides a more objective assessment of safety. Particular attention is drawn to the lack of a clear quantitative specification of the target reliability index β in Russian design codes, which complicates the evaluation of the safety of adopted design solutions.

Materials and methods. The study was carried out on the example of a steel beam operating as part of an office building floor system. Two modern approaches were applied for the analysis: the limit state method (Level I) and the First-Order Reliability Method (FORM, Level II). The input data included the beam's geometric characteristics, material densities, and the statistical properties of loads.

Results. Calculations based on the limit state method confirmed compliance with strength requirements, with a utilization factor close to unity. The application of FORM made it possible to determine the statistical parameters of the limit-state function, the probability of failure and survival, and the corresponding reliability index, $\beta = 2.332$. Comparison with calculations according to European standards revealed stricter requirements: when considering the statistical properties of loads according to JCSS, the required section modulus increases by 27 %, and the reliability index reaches $\beta \approx 2.943$. Neither approach achieved the normative level of $\beta = 3.8$ specified in EN 1990 for RC2 class structures.

Conclusions. A significant divergence in reliability assessments was identified when comparing deterministic limit state calculations under Russian and European standards. The reasons for these differences (distribution models, load parameters, and code factors) were highlighted. The study emphasizes the need to improve national approaches to structural reliability. Promising directions for further research include refining distribution models for strength and load characteristics, as well as developing simplified engineering methodologies for the application of probabilistic methods in design practice.

KEYWORDS: limit state method, first-order reliability method, probabilistic design, reliability, probability of failure, reliability index, random load variables, bending, beam

FOR CITATION: Kubasevich A.E. Probabilistic and normative approaches to reliability assessment of flexural steel structures. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2026; 21(7):1091-1100. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.7.1091-1100 (rus.).

Corresponding author: Anton E. Kubasevich, anton_kubasevich@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Основной документ, регламентирующий надежность строительных конструкций в Российской Федерации, — ГОСТ 27751. Согласно ему расчетный (базовый) срок эксплуатации конструкций зданий нормального уровня ответственности должен составлять не менее 50 лет. В то же время в отечественной нормативной базе отсутствует четкая количественная характеристика целевого уровня надежности, соответствующего этому сроку и выраженного через вероятность отказа или индекс надежности (reliability index) β (характеристика безопасности [1]). Таким образом, инженеры, выполняющие расчет несущих конструкций, фактически не имеют полного представления о том, какой уровень безопасности закладывается в проектируемое сооружение. На данную проблему указывал, в частности, В.Д. Райзер [2, 3].

Метод предельных состояний (МПС) служит ключевым инструментом проектирования в России, Европе и США. При этом он относится к так называемым «полувероятностным» методам: расчетные значения воздействий и сопротивлений вводятся через коэффициенты надежности, полученные статистическим и эмпирическим путем, без явного описания распределений случайных величин. Такой подход удобен для практического проектирования, но не позволяет в полной мере учесть влияние вариации исходных параметров. В связи с этим в международной практике все шире применяются вероятностные методы расчета, в частности First-Order Reliability Method (FORM) [4–6], обеспечивающий более объективную количественную оценку надежности конструкций. Оценкой надежности строительных конструкций вероятностными методами занимались российские [7–9] и зарубежные исследователи [10–12].

Российскими исследователями предпринимались неоднократные попытки оценки значений индекса на-

дежности проектируемых конструкций. В труде [13] показано, что индекс надежности для стальных конструкций находится в диапазоне $\beta = 2,3–2,7$. В другом исследовании [14] принято целевое значение $\beta = 2,7$. В фундаментальной работе А.Р. Ржаницына [1] приведены сведения о работе комиссии, разрабатывавшей первые редакции норм по методу предельных состояний. Отмечается, что при определении расчетных значений воздействий и сопротивлений в качестве инженерного упрощения часто использовалось нормальное распределение (распределение Гаусса):

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right),$$

где σ — среднеквадратическое отклонение; μ — математическое ожидание.

Если обратиться к «правилу трех сигм», то вероятность того, что случайная величина примет значение в пределах $\pm 3\sigma$, составит:

$$P(|X - \mu| < 3\sigma) \approx 0,9973 \text{ (99,73 \%)}.$$

Это означает, что вероятность выхода случайной величины за границы $\pm 3\sigma$ не превышает 0,27 %, т.е. является практически несущественной. Для односторонней оценки (правая или левая сторона распределения) соответствующее значение индекса надежности $\beta \approx 2,77$.

Аналогично, для интервала $\pm 2\sigma$ вероятность будет:

$$P(|X - \mu| < 2\sigma) \approx 0,9545 \text{ (95,45 \%)}.$$

В одностороннем случае это соответствует $\beta \approx 1,645$. Эта величина хорошо согласуется с обеспеченностью нормативных прочностных характеристик материалов по ГОСТ 27751, которая должна быть не ниже 0,95.

Таким образом, можно предположить, что при применении нормального приближения и «правила

трех сигм» разработчики первых отечественных норм могли ориентироваться на целевой индекс надежности по первому предельному состоянию (ПС) в районе $\beta \approx 2,77-3$, а по второму ПС — порядка $\beta \approx 1,645-2$.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В настоящей статье на примере расчета стальной балки в составе перекрытия офисного здания определяются фактический индекс надежности и вероятность отказа, соответствующие коэффициенту использования, равному максимальному по методу предельных состояний.

Расчеты выполнялись двумя методами:

- методом предельных состояний на основе частных коэффициентов безопасности (уровень 1, «полувероятностный» метод);
- вероятностным методом надежности первого порядка (First-Order Reliability Method, FORM, уровень 2).

Поскольку в российской нормативной базе отсутствуют детальные указания по вероятностным методам расчета несущей способности конструкций, в работе главным образом использовались зарубежные нормативные документы (EN 1990: Eurocode — Basis of structural design) и справочные материалы (JCSS Probabilistic Model Code).

Исходные данные для расчета:

- 1) уровень ответственности здания — нормальный;
- 2) пролет балок перекрытия — 6 м, шаг — 2 м;
- 3) состав конструкции пола:
 - керамогранитная плитка на клеевом растворе, $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$, $t = 20 \text{ мм}$;
 - цементно-песчаная стяжка, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, $t = 70 \text{ мм}$;
 - железобетонная плита, $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$, $t = 150 \text{ мм}$;
- 4) назначение помещений — офисы;
- 5) стальные балки перекрытия связаны с железобетонным настилом посредством сварных анкеров (арматурных выпусков).

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Расчет стальной балки по методу предельных состояний (Limit State Design, Load and Resistance Factor Design)

Метод предельных состояний развивался в разных научных школах (в том числе в СССР под руководством Н.С. Стрелецкого) и в настоящее время является базовым подходом в проектировании в России, Европе, США и ряде других стран [15]. При проектировании по МПС расчетные значения сопротивлений и эффектов воздействий устанавливаются на основании системы коэффициентов надежности и коэффициентов сочетаний. Их значения получены на базе многолетнего опыта проектирования зданий и сооружений и регламентированы национальными нормативными документами.

В общем случае условие предельного состояния для металлических конструкций по 1-му предельному состоянию может быть выражено в виде:

$$\gamma_n \sum_{i=1}^k \alpha_i F_{ni} \gamma_{fi} \psi_c \leq \eta \Phi R_n \gamma_c / \gamma_m,$$

где γ_n — коэффициент надежности по ответственности (ГОСТ 27751); α_i — коэффициент перехода от нормативной нагрузки к усилию; F_{ni} — нормативная нагрузка; γ_{fi} — коэффициент надежности по нагрузке; ψ_c — коэффициент сочетаний нагрузок; η — коэффициент, учитывающий характер действия/вид усилия и особенности расчетного предельного состояния (ϕ ; ϕ_c ; ϕ_b ; c и т.д.); Φ — расчетная характеристика сечения (A ; W и др.); R_n — нормативное сопротивление материала; γ_c — коэффициент условий работы; γ_m — коэффициент надежности по материалу.

Определение нагрузок и внутренних усилий

Подсчет интенсивности нагрузок при заданном пироге пола приведен в табл. 1, коэффициент надежности по ответственности принят $\gamma_n = 1$.

Для балки перекрытия принято сечение в виде двутавра 25Б2 (сталь С255Б) по ГОСТ 57837–2017 со следующими характеристиками:

- пластический момент сопротивления $W_{pl} = 319,36 \text{ см}^3$;
- номинальная масса 1 м балки $q_b = 25,7 \text{ кг/м} = 0,252 \text{ кН/м}$.

По данным табл. 1 при ширине грузовой площади $a = 2 \text{ м}$ линейная равномерно распределенная нагрузка на балку для расчетов по 1-му предельному состоянию:

$$q = g_p \cdot a + g_{st} \cdot a + q_b \cdot \gamma_f = 6,22 \cdot 2 + 2,40 \cdot 2 + 0,252 \cdot 1,05 = 17,5 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема балки показана на рисунке.

Максимальный изгибающий момент (середина пролета):

$$M_{\max} = q \cdot l^2 / 8 = 17,5 \cdot 6^2 / 8 = 78,76 \text{ кНм}.$$

Максимальная поперечная сила (на опоре):

$$Q_{\max} = q \cdot l / 2 = 17,5 \cdot 6 / 2 = 52,50 \text{ кНм}.$$

Проверка прочности

Для изгибаемых элементов, как правило, определяющей является проверка прочности по нормальным напряжениям, по которой, согласно EN 1993-1-1 (аналогично СП 16.13330), расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} в каждом поперечном сечении изгибаемого стержня должно удовлетворять неравенству:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1;$$

$$M_{c,Rd} = M_{\max} = 78,76 \text{ кНм}.$$

Для поперечных сечений классов 1 или 2 по EN 1993-1-1 (3 и 2 СП 16.13330) расчетное значение несущей способности на изгиб определяется по формуле:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 319,36 \cdot 25,5 / 1,025 = 7945 \text{ кНсм} = 79,45 \text{ кНм},$$

Табл. 1. Подсчет интенсивности нагрузок на балку перекрытия

Table 1. Calculation of Load Intensities on the Floor Beam

Вид нагрузок Type of Load	Нормативная нагрузка g_n , кН/м ² Nominal Load g_n , kN/m ²	$\gamma_n \gamma_f$	Расчетная нагрузка g , кН/м ² Design Load g , kN/m ²
Постоянные нагрузки Permanent Loads			
Керамогранитная плитка на клеевом растворе, $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$, $t = 20 \text{ мм}$ Ceramic granite tile on adhesive mortar, $\gamma = 2,400 \text{ kg/m}^3$, $t = 20 \text{ мм}$	0,47	1,2	0,57
Цементно-песчаная стяжка, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, $t = 70 \text{ мм}$ Cement-sand screed, $\gamma = 1,800 \text{ kg/m}^3$, $t = 70 \text{ мм}$	1,24	1,3	1,60
Железобетонная плита, $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$, $t = 150 \text{ мм}$ Reinforced concrete slab, $\gamma = 2,500 \text{ kg/m}^3$, $t = 150 \text{ мм}$	3,68	1,1	4,05
Итого постоянной нагрузки Total Permanent Load	5,39	—	6,22
Кратковременные нагрузки Short-Term Loads			
Офисные помещения (пп. 8.2.1, табл. 8.3, п. 2 СП 20) Office spaces (Clause 8.2.1, Table 8.3, Item 2, SP 20)	2,00	1,2	2,40
Итого кратковременной нагрузки Total Short-Term Load	2,00	—	2,40

где с учетом национального приложения к EN 1993-1-1:

- $f_y = R_{yn} = 255 \text{ Н/мм}^2 = 25,5 \text{ кН/см}^2$;
- $\gamma_{MO} = \gamma_m / \gamma_c = 1,025 / 1 = 1,025$.

Тогда неравенство приобретает вид:

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 78,76 / 79,45 = 0,991 < 1,$

следовательно, условие прочности балки выполняется.

Общую устойчивость балок перекрытия при условии наличия специальных конструктивных элементов, связывающих ее с настилом, можно считать обеспеченной. Другие проверки (прочность по касательным напряжениям, местная устойчивость сжатой полки и стенки, деформативность) показывают значительно больший запас прочности. Таким образом,

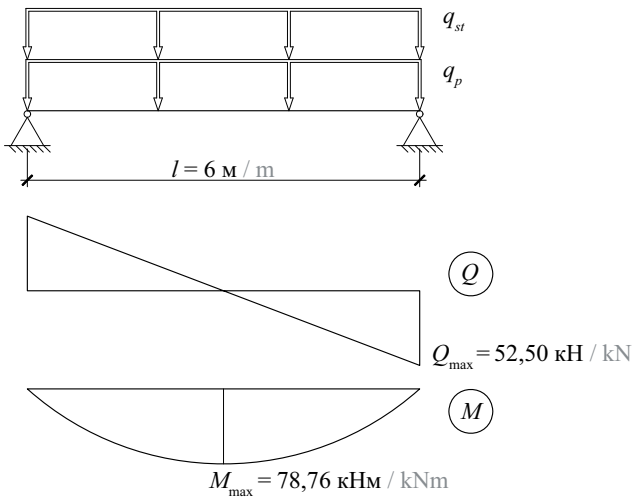
по результатам расчета методом предельных состояний условия прочности выполняются с максимальным коэффициентом использования $K_{исп}^{max} = 0,991$.

Расчет стальной балки по вероятностному методу надежности первого порядка (First-Order Reliability Method)

Метод надежности первого порядка (FORM) служит основой расчетов в EN 1990 и предполагает использование вероятностных моделей для оценки безопасности конструкций. Условия предельного состояния задаются через функцию g :

$g = R - E,$

где R — сопротивление конструкции; E — эффект воздействий.



Расчетная схема балки и эпюры внутренних усилий

Design scheme of the beam and diagrams of internal forces

Конструкция считается работоспособной при $g > 0$ и разрушающейся, если $g < 0$.

В методах уровня II мерой надежности считается вероятность безотказной работы:

$$P_s = 1 - P_f(g < 0),$$

где $P_f(g < 0) = P_f(R < E)$ — вероятность отказа за рассматриваемый расчетный период.

Принятые допущения:

1. Геометрические параметры балки считаются детерминированными:

- шаг балок $a^* = 2$ м;
- длина балки $l^* = 6$ м;
- площадь поперечного сечения $A^* = 32,68$ см²;
- пластический момент сопротивления поперечного сечения балки по длине $W_{pl}^* = 319,36$ см³.

Для расчета методом FORM в соответствии с JCSS необходимо учитывать вариации этих величин, включая допуски на прокат, изготовление и монтаж, а также их возможную корреляцию.

2. Законы распределения случайных величин:

- для описания расчетных сопротивлений и неопределенностей моделей применяется логнормальное распределение;
- постоянные нагрузки — нормальное распределение (Гаусса);
- 50-летний максимум полезной нагрузки — обобщенное распределение экстремальных значений (Гумбеля);
- все базовые переменные предполагаются независимыми.

Функция предельного состояния $g = R - E$ в виде условия прочности по нормальным напряжениям принимает вид:

$$g = \theta_R W_{pl}^* f_y - \theta_E M_{\max},$$

или раскрывая выражение для изгибающего момента:

$$g = \theta_R W_{pl}^* f_y - \theta_E [a^*(g_1 + g_2 + g_3 + g_{st}) + q_b] l^{*2}/8,$$

что с учетом конструктивных параметров перекрытия можно записать как:

$$g = \theta_R W_{pl}^* f_y - \theta_E [a^*(\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2 + \gamma_3 t_3 + g_{st}) + \gamma_{st} A^*] l^{*2}/8,$$

где W_{pl}^* , a^* , A^* , l^{*2} — детерминированные величины (см. выше); g_1 , g_2 , g_3 — интенсивности постоянных нагрузок от веса слоев пирога перекрытия; q_b — собственный вес балки; θ_R , f_y , θ_E , γ_1 , t_1 , γ_2 , t_2 , γ_3 , t_3 , g_{st} и γ_{st} — базовые переменные вероятностной модели (см. далее).

Определение статистических параметров сопротивления

Номинальный предел текучести стали класса С255Б по EN 1993 $f_{ynom} = 255$ МПа. Согласно ГОСТ 27772 при отсутствии статистических данных среднеквадратичное отклонение для предела текучести принимается равным $\sigma(f_y) = 28$ Н/мм². Среднее

значение при нормальном распределении и 95%-ном процентиле определяется как:

$$E(f_y) = \mu(f_y) = f_{ynom} + 1,645\sigma(f_y) = 255 + 1,645 \cdot 28 = 301,1 \text{ МПа.}$$

По результатам испытаний российских [16, 17] и зарубежных исследователей [18–20] выявлено, что разброс сопротивления стали целесообразно описывать логнормальным распределением, что соответствует рекомендациям EN 1990. Тогда основные параметры f_y будут:

$$E(f_y) = 301,1 \text{ МПа;}$$

$$V(f_y) = 0,07; SD(f_y) = 21,1 \text{ МПа,}$$

где $V(f_y)$ и $SD(f_y)$ — коэффициент вариации и стандартное отклонение предела текучести стали при логнормальном распределении, принятые по стандарту JCSS.

Неопределенности модели сопротивления описываются параметрами:

$$E(\theta_R) = 1; V(\theta_R) = 0,05; SD(\theta_R) = 0,05.$$

Переменные f_y и θ_R подчиняются логнормальному распределению, их произведение также логнормально. С учетом неопределенностей модели получаем:

$$E(\theta_R f_y) = 301,1 \text{ Н/мм}^2; V(\theta_R f_y) = 0,086; SD(\theta_R f_y) = 25,92 \text{ Н/мм}^2.$$

Итоговые статистические параметры сопротивления с учетом момента сопротивления сечения:

$$E(R) = W_{pl}^* \cdot E(\theta_R f_y) = 319,6 \cdot 301,1 = 9622 \text{ кНсм} = 96,22 \text{ кНм;}$$

$$SD(R) = W_{pl}^* \cdot SD(\theta_R f_y) = 319,6 \cdot 25,92 = 828 \text{ кНсм} = 8,28 \text{ кНм;}$$

$$V(R) = 0,086; \omega(R) = 3V(R) + V(R)^3 = 3 \cdot 0,086 + 0,086^3 = 0,259.$$

Определение статистических параметров эффекта нагрузки

Переменные, характеризующие собственный вес и толщины слоев постоянной нагрузки, как правило, соответствуют нормальному распределению. На основе опыта эксплуатации и справочных данных задаются коэффициенты вариации, после чего обратным методом устанавливаются математические ожидания и стандартные отклонения. Средние значения и коэффициенты вариации для постоянных нагрузок приведены в табл. 2. При получении более точных сведений по плотности материалов и коэффициентам вариации значения могут быть уточнены.

Суммарная постоянная нагрузка с учетом грузовой площади балки определяется как:

$$E(q_p) = a^* E(\gamma_1 t_1) + a^* E(\gamma_2 t_2) + a^* E(\gamma_3 t_3) + A^* E(\gamma_{st}) = 2 \cdot 0,45 + 2 \cdot 1,12 + 2 \cdot 3,53 + 0,003268 \cdot 77 = 10,44 \text{ кН/м;}$$

Табл. 2. Средние значения и коэффициенты вариации вероятностной модели постоянных нагрузок
Table 2. Mean Values and Coefficients of Variation for the Probabilistic Model of Permanent Loads

Базовая переменная Basic Variable	Математическое ожидание E Expected Value E	Коэффициент вариации V Coefficient of Variation V	Стандартное отклонение SD Standard Deviation SD	Единица измерения Unit
Плотность керамогранитной плитки γ_1 Density of ceramic granite tile γ_1	22,5	0,04	0,90	кН/м ³ kN/m ³
Толщина слоя керамогранитной плитки t_1 Thickness of ceramic granite tile layer t_1	20	0,02	0,4	мм mm
Плотность цементно-песчаной стяжки γ_2 Density of cement-sand screed γ_2	16	0,07	1,12	кН/м ³ kN/m ³
Толщина слоя цементно-песчаной стяжки t_2 Thickness of cement-sand screed layer t_2	70	0,07	0,49	мм mm
Плотность железобетонной плиты γ_3 Density of reinforced concrete slab γ_3	23,5	0,04	0,94	кН/м ³ kN/m ³
Толщина слоя железобетонной плиты t_3 Thickness of reinforced concrete slab t_3	150	0,03	4,5	мм mm
Плотность стали балки γ_{st} Density of steel beam γ_{st}	77	0,01	0,77	кН/м ³ kN/m ³

$$D(q_p) = a^2 D(\gamma_1 t_1) + a^2 D(\gamma_2 t_2) + a^2 D(\gamma_3 t_3) +$$
$$+ A^2 D(\gamma_{st}) = 2^2 \cdot 0,00041 + 2^2 \cdot 0,01232 +$$
$$+ 2^2 \cdot 0,03108 + 0,003268^2 \cdot 0,05929 = 0,1764;$$

$$SD(q_p) = \sqrt{D} = 0,42 \text{ кН/м};$$
$$V(q_p) = 0,04; \omega = 0.$$

В инженерном приближении для 50-летних максимумов кратковременной полезной нагрузки использовано распределение Гумбеля (тип I) с параметрами:

$$E(g_{st}) = 0,6Q_k; V(g_{st}) = 0,35,$$

где $Q_k = 2 \text{ кН/м}^2$ — базовая (нормативная) величина нагрузки от офисных помещений Q_k .

При этом отметим, что указанные параметры приложенной нагрузки следует рассматривать только в качестве первого приближения. Более точные данные должны быть определены с учетом конкретных конструктивных условий (включая площадь загрузки и фактор влияния концентрации нагрузки на конкретную конструкцию). Таким образом получаем статистические параметры полезной нагрузки:

$$E(g_{st}) = 1,20 \text{ кН/м}^2; SD(g_{st}) = 0,42 \text{ кН/м}^2;$$
$$V(g_{st}) = 0,35; \omega(g_{st}) = 1,14.$$

С учетом площади нагрузки получаем:

$$E(q_{st}) = 2,4 \text{ кН/м}; SD(q_{st}) = 0,84 \text{ кН/м};$$
$$V(q_{st}) = 0,35; \omega(q_{st}) = 1,14.$$

Переменная q_{st} не подчиняется нормальному закону, функция E также не является нормальной. Для точного решения можно применить численное интегрирование [21] или преобразовать переменную q_{st} к нормальному виду, учитывая возможную погрешность такого приближения. В инженерном приближении, используя моменты случайных величин и основные параметры исходных переменных (матема-

тическое ожидание E , стандартное отклонение $SD = D^{0.5}$ и коэффициент асимметрии ω), можно достаточно точно определить статистические параметры суммарной равномерно распределенной нагрузки:

$$E(q_p + q_{st}) = 12,84 \text{ кН/м}; SD(q_p + q_{st}) = 0,94 \text{ кН/м};$$
$$V(q_p + q_{st}) = 0,073; \omega(q_p + q_{st}) = 0,817.$$

Неопределенности модели нагрузок задаются параметрами:

$$E(\theta_E) = 1; SD(\theta_E) = 0,2; V(\theta_E) = 0,2;$$
$$\omega(\theta_E) = 3V(\theta_E) + V(\theta_E)^3 = 3 \cdot 0,2 + 0,2^3 = 0,608.$$

Параметры нагрузки с учетом неопределенности модели:

$$E(\theta_E q) = 12,84 \text{ кН/м}; SD(\theta_{Eq}) =$$
$$= 2,74 \text{ кН/м}; V(\theta_{Eq}) = 0,213; \omega(\theta_{Eq}) = 0,677.$$

Наконец, с учетом длины балки получаем статистические параметры эффекта нагрузки:

$$E(E) = 57,79 \text{ кНм}; SD(E) = 12,33 \text{ кНм};$$
$$V(E) = 0,213; \omega(E) = 0,677.$$

Определение вероятности безотказной работы и индекса надежности

Переменные E и R не являются нормальными, следовательно, предельная функция $g = R - E$ также не подчиняется нормальному распределению. В общем случае для расчета вероятности отказа можно использовать численное интегрирование или метод Монте-Карло [22]. Аналогично определению параметров эффектов воздействий воспользуемся приближенным методом и, используя моменты и параметры случайных величин E и R , определим статистические параметры предельной функции:

$$E(g) = E(R) - E(E) = 96,22 - 57,79 = 38,43;$$
$$D(g) = SD(R)^2 + SD(E)^2 = 220,82;$$

$$SD(g) = \sqrt{D(g)} = 14,86;$$

$$V(g) = SD(g)/E(g) = 0,387.$$

Коэффициент асимметрии при независимых компонентах вычисляется по формуле:

$$\omega(g) = \frac{SD(R)^3 \omega(R) - SD(E)^3 \omega(E)}{[SD(R)^2 + SD(E)^2]^{3/2}}.$$

После подстановки получаем $\omega(g) = -0,342$.

Для инженерной аппроксимации формы распределения g можно использовать сдвинутое/отраженное логнормальное приближение; параметры этой аппроксимации (смещение X_0 , математическое ожидание μ и стандартное отклонение σ) подбираются по соответствию первым трем моментам функции g . В данном расчете были подобраны следующие параметры:

$$X_0 = 169,2 \text{ кНм}; \mu = 4,87 \text{ кНм}; \sigma = 0,113 \text{ кНм},$$

и стандартизированной случайной переменной:

$$u_0 = -E(g)/SD(g) = -38,43/14,86 = -2,59.$$

С учетом коэффициента асимметрии $\omega(g) = -0,342$ получаем вероятность отказа элемента:

$$P_f(g < 0) = P_f(R < E) = \Phi_{LN,U}(-2,59) = 0,00986,$$

что соответствует индексу надежности:

$$\beta = 2,332,$$

и вероятности безотказной работы:

$$P_s = 1 - P_f(g < 0) = 1 - 0,00986 = 0,99014.$$

Полученные результаты хорошо согласуются с данными из работы [4], однако отличаются от предполагаемых индексов надежности $\beta \approx 2,77-3$. При этом полезные нагрузки в расчетах были заданы приближенно через нормативные значения СП 20.13330, в то время как в JCSS и EN 1990/ASCE 7 приведены детальные статистические характеристики. Например, для офисных помещений среднее значение длительной части нагрузки составляет $\mu(q) = 0,5 \text{ кН/м}^2$; стандартное отклонение интенсивности во времени $\sigma_f(q) = 0,3 \text{ кН/м}^2$; стандартное отклонение, описывающее изменение нагрузки в пространстве, $\sigma_{\phi}(q) = 0,6 \text{ кН/м}^2$; период повторяемости — 5 лет; средняя величина переменной части кратковременной нагрузки $\mu(p) = 0,2 \text{ кН/м}^2$; стандартное отклонение, описывающее изменение нагрузки в пространстве, $\sigma_{\phi}(p) = 0,4 \text{ кН/м}^2$; период повторяемости — 1–3 дня. Согласно приблизительной обработке, параметры 50-летних максимумов составят: $E(q_{50}) = 1,80 \text{ кН/м}^2$; $SD(q_{50}) = 0,62 \text{ кН/м}^2$; $V(q_{50}) = 0,34$. Эти значения существенно превышают параметры, задаваемые в соответствии с СП 20.13330. В пересчете для рассматриваемой балки вероятность безотказной работы снизилась до $P_s = 1 - P_f(g < 0) = 1 - 0,03128 = 0,96872$, а индекс надежности до $\beta = 1,862$.

Сравнение с расчетами по методу предельных состояний согласно европейским нормам EN 1990, EN 1991-1-1 и EN 1993-1-1 показало более высокие

требования к несущей способности. Максимальный изгибающий момент составил $M_{yd} = 103,5 \text{ кНм}$, вследствие чего требуемый момент сопротивления увеличился на 27 % ($W_{pl} = 405,8 \text{ см}^3$ против $319,36 \text{ см}^3$ по СП). Это различие объясняется иной системой коэффициентов надежности и интенсивностью полезной нагрузки в EN по сравнению с СП. При учете статистических характеристик нагрузок по JCSS при найденном моменте сопротивления вероятность безотказной работы составила $P_s = 1 - P_f(g < 0) = 1 - 0,00162 = 0,99838$, а индекс надежности достиг значения $\beta = 2,943 \approx 3$.

Согласно EN 1990 для конструкций класса RC2 (аналог КС-2 по ГОСТ 27751) контрольное значение индекса надежности по несущей способности при сроке службы 50 лет должно составлять $\beta \geq 3,8$. Расчет по СП обеспечивает более низкие индексы надежности, чем расчет по европейским нормам, однако ни один из рассмотренных подходов не достигает нормативного уровня. Отличие целевых индексов надежности в нормах России и Евросоюза обусловлено различным подходом к оценке социально-экономических последствий разрушения конструкций.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Полученные результаты демонстрируют согласованность с данными отечественных исследований. Так, приведенный в работе [13] диапазон индекса надежности $\beta = 2,3-2,7$ хорошо сопоставим с полученными в настоящей статье значениями $\beta \approx 2,3-2,9$. Вместе с тем расчеты выявили значительные различия в уровне надежности при использовании европейских национальных нормативных баз. Следует отметить ряд причин этих расхождений:

1. Сопротивление стали. В настоящем исследовании математическое ожидание предела текучести определялось исходя из нормального распределения (по ГОСТ 27772), тогда как в EN 1990 и JCSS рекомендуется логнормальная модель.

2. Полезные нагрузки. В расчетах они были заданы приближенно через нормативные значения СП 20.13330, в то время как JCSS и EN 1990/ASCE 7 содержат детальные статистические характеристики временных воздействий и повышенные нормативные (базовые) интенсивности.

3. Система коэффициентов. Европейские нормы используют иную систему коэффициентов надежности и сочетаний и имеют повышенные величины интенсивности нагрузки по сравнению с СП, что приводит к более высоким расчетным усилиям. При этом ни один из рассмотренных подходов не обеспечивает нормативный уровень по EN 1990, что указывает на необходимость совершенствования национальных подходов к обеспечению надежности.

В исследовании не учитывались вариации геометрических параметров (пролет, шаг, размеры профиля), которые влияют на индекс надежности β за счет изменения чувствительности предельной функции

к случайным переменным и перераспределения вкладов в ее статистические моменты. Также не моделировалась взаимная корреляция базовых переменных, ее учет может как увеличивать, так и уменьшать значение β в зависимости от знака и величины корреляции. В рамках работы не определялись коэффициенты чувствительности (α -коэффициенты) метода FORM, характеризующие относительный вклад отдельных случайных величин в вероятность отказа. Изменение геометрических параметров, статистических характеристик или корреляционной структуры, как следствие, приводит к изменению расчетного значения β . Кроме того, при определении суммы и произведений случайных величин, подчиняющихся разным законам, применялся приближенный метод. Для более точной оценки надежности рекомендует-

ся использовать прямое численное интегрирование, реализуемое в специализированных программных комплексах.

Перспективой дальнейшей разработки темы является уточнение вероятностных моделей распределения прочностных характеристик стали и полезной нагрузки, а также разработка упрощенных инженерных методик применения методов надежности. Также важное направление исследований — проведение анализа чувствительности, который даст возможность выявить случайные переменные, вносящие наибольший вклад в дисперсию функции предельного состояния. Это имеет существенную практическую ценность при оптимизации мероприятий по контролю качества и позволяет целенаправленно управлять надежностью проектируемых конструкций.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М. : Стройиздат, 1978. 239 с.
2. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М. : ACB, 2010. 383 с. EDN QNOTWZ.
3. Мкртычев О.В., Райзер В.Д. Теория надежности в проектировании строительных конструкций. М. : ACB, 2016. 906 с. EDN ZCWYKL.
4. Holický M., Retief J.V. Reliability Assessment of Alternative Eurocode and South African Load Combination Schemes for Structural Design // Journal of the South African Institution of Civil Engineering. 2005. Vol. 47. Issue 1. Pp. 15–20.
5. Du X., Hu Z. First order reliability method with truncated random variables // Journal of Mechanical Design. 2012. Vol. 134. Issue 9. DOI: 10.1115/1.4007150
6. Ellingwood B., Maes M., Michael Bartlett F., Beck A.T., Caprani C., Der Kiureghian A. et al. Development of methods of structural reliability // Structural Safety. 2025. Vol. 113. P. 102474. DOI: 10.1016/j.strusafe.2024.102474. EDN JGIYIV.
7. Пиеничкина В.А., Сухина К.Н., Дубовский М.Е., Глухов А.В. Оценка надежности монолитной железобетонной плиты перекрытия при вводе здания в эксплуатацию // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2023. № 1 (90). С. 54–62. EDN NMIMHN.
8. Соловьев С.А., Соловьева А.А. Методы вероятностного проектирования элементов строительных конструкций на заданный уровень надежности. Вологда : Вологодский государственный университет, 2022. 99 с. EDN VUWERG.
9. Якубович А.Н., Якубович И.А. Надежность нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля мостовых сооружений // Транспортное строительство. 2023. № 3. С. 24–28. EDN TIYSNG.
10. Holický M., Sýkora M. Reliability approaches affecting the sustainability of concrete structures // Sustainability. 2021. Vol. 13. Issue 5. P. 2627. DOI: 10.3390/su13052627. EDN PWOCMO.
11. Abimbola Yu.Z., Kaura J.M., Wilson U.N. Reliability-Based Analysis of Steel Portal Frame Eurocode Design Criteria Subjected to Flexural and Lateral Torsional Instability // Saudi Journal of Civil Engineering. 2025. Vol. 9. Issue 2. Pp. 37–48. DOI: 10.36348/sjce.2025.v09i02.002. EDN VORTLC.
12. Uzun E.T., Aktaş E. Reliability of Corroded Steel Members Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling // International Journal of Steel Structures. 2021. Vol. 21. Issue 4. Pp. 1478–1501. DOI: 10.1007/s13296-021-00516-8. EDN EWBHYL.
13. Надольский В.В., Голицы М., Сыкора М., Тур В.В. Сопоставление уровней надежности, обеспечиваемых нормами Российской Федерации и Евросоюза // Вестник МГСУ. 2013. № 6. С. 7–20. EDN QGRYLZ.
14. Сухов Ю.Д. Вероятностный метод определения коэффициента сочетаний постоянной нагрузки с временными // Строительная механика и расчет сооружений. 1985. № 1. С. 3–7.
15. Балдин В.А., Гольденблат И.И., Коченов В.И., Пильдиш М.Я., Таль К.Э. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям. М. : Стройиздат, 1951. 272 с.
16. Вернези Н.Л. Коэффициент вариации предела текучести металла новых и долгое время эксплуатировавшихся строительных конструкций // Безопасность техногенных и природных систем. 2023. Т. 7. № 3. С. 44–54. DOI: 10.23947/2541-9129-2023-7-3-44-54. EDN PJMKNJ.

17. Соловьева А.А. Вероятностный расчет элементов конструкций покрытий с использованием р-блоков : дисс. ... канд. техн. наук. М., 2025. 180 с.
18. Du X.P., Hu Z. First order reliability method with truncated random variables // *Journal of Mechanical Design*. 2012. Vol. 134. Issue 9. DOI: 10.1115/1.4007150
19. Melcher J., Kala Z., Holický M., Fajkus M., Rozlivka L. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products // *Journal of Constructional Steel Research*. 2004. Vol. 60. Issue 3–5. Pp. 795–808. DOI: 10.1016/s0143-974x(03)00144-5
20. Strzelecki P., Sempruch J. Determination of the Statistical Power of Fatigue Characteristics in Rela-

tion to the Number of Samples // *Applied Sciences*. 2024. Vol. 14. Issue 6. P. 2440. DOI: 10.3390/app14062440. EDN UEGVKH.

21. Chen G., Yang D., Liu Y., Guo H. System reliability analyses of static and dynamic structures via direct probability integral method // *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2022. Vol. 388. P. 114262. DOI: 10.1016/j.cma.2021.114262. EDN FOQYBL.

22. Song C., Kawai R. Monte Carlo and variance reduction methods for structural reliability analysis : a comprehensive review // *Probabilistic Engineering Mechanics*. 2023. Vol. 73. P. 103479. DOI: 10.1016/j.proengmech.2023.103479. EDN MGFYWI.

Поступила в редакцию 26 августа 2025 г.

Принята в доработанном виде 12 января 2026 г.

Одобрена для публикации 13 апреля 2026 г.

ОБ АВТОРЕ: **Антон Евгеньевич Кубасевич** — кандидат технических наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ)**; 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; РИНЦ ID: 1060856; anton_kubasevich@mail.ru.

REFERENCES

1. Rzhantsyn A.R. *Theory of structural reliability design*. Moscow, Stroyizdat, 1978; 239. (rus.).
2. Rayzer V.D. *Theory of structural reliability*. Moscow, ASV, 2010; 384. EDN QNOTWZ. (rus.).
3. Mkrtychev O.V., Rayzer V.D. *Theory of reliability in the design of building structures*. Moscow, ASV, 2016; 906. EDN ZCWYKL. (rus.).
4. Holický M., Retief J.V. Reliability Assessment of Alternative Eurocode and South African Load Combination Schemes for Structural Design. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*. 2005; 47(1):15-20.
5. Du X., Hu Z. First order reliability method with truncated random variables. *Journal of Mechanical Design*. 2012; 134(9). DOI: 10.1115/1.4007150
6. Ellingwood B., Maes M., Michael Bartlett F., Beck A.T., Caprani C., Der Kiureghian A. et al. Development of methods of structural reliability. *Structural Safety*. 2025; 113:102474. DOI: 10.1016/j.strusafe.2024.102474. EDN JGIYIV.
7. Pshenichkina V.A., Sukhina K.N., Dubovskiy M.E., Glukhov A.V. Assessment of the reliability of a monolithic reinforced concrete floor slab during the commissioning of a building. *Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Construction and Architecture*. 2023; 1(90):54-62. EDN NMIMHN. (rus.).
8. Solov'ev S. A., Solov'eva A.A. *Probabilistic design methods for structural elements at a given reliability level*. Vologda, Vologda State University, 2022; 99. EDN VUWERG. (rus.).
9. Yakubovich A.N., Yakubovich I.A. Reliability of normal sections of bending reinforced concrete elements of rectangular profile of bridge structures. *Transport Construction*. 2023; 3:24-28. EDN TIYSNG. (rus.).
10. Holický M., Sýkora M. Reliability approaches affecting the sustainability of concrete structures. *Sustainability*. 2021; 13(5):2627. DOI: 10.3390/su13052627. EDN PWOCMO.
11. Abimbola Yu.Z., Kaura J.M., Wilson U.N. Reliability-Based Analysis of Steel Portal Frame Eurocode Design Criteria Subjected to Flexural and Lateral Torsional Instability. *Saudi Journal of Civil Engineering*. 2025; 9(2):37-48. DOI: 10.36348/sjce.2025.v09i02.002. EDN VORTLC.
12. Uzun E.T., Aktaş E. Reliability of Corroded Steel Members Subjected to Elastic Lateral Torsional Buckling. *International Journal of Steel Structures*. 2021; 21(4):1478-1501. DOI: 10.1007/s13296-021-00516-8. EDN EWBHYL.
13. Nadolski V.V.E., Holický M., Sýkora M., Tur V.V. Comparison of reliability levels provided by the eurocodes and standards of the Russian Federation. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2013; 6:7-20. EDN QGRYLZ. (rus.).
14. Sukhov Yu.D. Probabilistic method for determining the load combination factor of permanent

and variable loads. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 1985; 1:3-7. (rus.).

15. Baldin V.A., Goldenblat I.I., Kochenov V.I., Pildish M.Ya., Tal K.E. *Limit state design of structures*. Moscow, Stroyizdat, 1951; 272. (rus.).

16. Vernezi N.L. Variation coefficient of metal yield strength in new and long-used building structures. *Safety of Technogenic and Natural Systems*. 2023; 7(3):44-54. DOI: 10.23947/2541-9129-2023-7-3-44-54. EDN PJMKNJ. (rus.).

17. Solovyeva A.A. *Probabilistic analysis of structural roof elements using p-blocks : PhD thesis in Technical Sciences*. Moscow, 2025; 180. (rus.).

18. Du X.P., Hu Z. First order reliability method with truncated random variables. *Journal of Mechanical Design*. 2012; 134(9). DOI: 10.1115/1.4007150

19. Melcher J., Kala Z., Holický M., Fajkus M., Rozlivka L. Design characteristics of structural steels based

on statistical analysis of metallurgical products. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004; 60(3-5):795-808. DOI: 10.1016/s0143-974x(03)00144-5

20. Strzelecki P., Sempruch J. Determination of the Statistical Power of Fatigue Characteristics in Relation to the Number of Samples. *Applied Sciences*. 2024; 14(6):2440. DOI: 10.3390/app14062440. EDN UEGVKH.

21. Chen G., Yang D., Liu Y., Guo H. System reliability analyses of static and dynamic structures via direct probability integral method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2022; 388:114262. DOI: 10.1016/j.cma.2021.114262. EDN FOQYBL.

22. Song C., Kawai R. Monte Carlo and variance reduction methods for structural reliability analysis: a comprehensive review. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 2023; 73:103479. DOI: 10.1016/j.probengmech.2023.103479. EDN MGFYWI.

Received August 26, 2025.

Adopted in revised form on January 12, 2026.

Approved for publication on April 13, 2026.

B I O N O T E S : **Anton E. Kubasevich** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Metal and Wooden Structures; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., Saint Petersburg, 190005, Russian Federation; ID RSCI: 1060856; anton_kubasevich@mail.ru.