

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ.

УДК 624.01:69.059

DOI: 10.22227/2305-5502.2020.4.1

О надежности сталебетонных балок при реконструкции

А.И. Долганов

TechProjectStroy (MSU-1); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Решаются следующие задачи: обоснование требуемого уровня надежности для сталебетонных балок рассматриваемого реконструируемого здания, расчетных параметров для сталебетонных балок, использования вероятностных методов для оценки надежности сталебетонных балок; оценка надежности сталебетонных балок.

Материалы и методы. Исходными данными для расчетов надежности являлись результаты обследования и испытаний стальных балок, выполненных ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в 2017 г. Расчеты выполнялись для случаев без учета и с учетом работы монолитной железобетонной плиты перекрытия. С помощью метода статистических испытаний показано, что обеспеченность снеговых нагрузок для Москвы в СП 20.13330.2016 занижена. Это уменьшает надежность контурных балок покрытий на рассматриваемом объекте.

Результаты. Для возможности сравнения результатов испытаний с вероятностными расчетами были выбраны балки Б-12, Б-45, Б-49 и Б-61. Представлены выборочные результаты расчетов. Для нормальной эксплуатации конструкций требуется, чтобы при расчетной временной нагрузке $2,4 \text{ кН/м}^2$ прогиб с вероятностью 0,9973 не превышал 8 мм.

Выводы. Сравнение опытных прогибов с расчетными продемонстрировало, что в расчетной модели следует использовать сталебетонные балки, а не стальные. При проектировании строительных конструкций важно определиться с требуемым уровнем их надежности. Надежность конструкций любого уровня ответственности зависит от обеспеченности сопротивлений материалов, из которых они изготовлены, и нагрузок, воздействующих на них. Рассмотренные контурные сталебетонные балки отвечают технологическим требованиям с заданной проектом надежностью. Результаты расчетов подтверждаются хорошей сходимостью с опытными данными. Вероятностные методы должны стать обязательными в строительном проектировании. В одних случаях это позволит уменьшить риски отвалов, в других — уменьшить стоимость объектов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: надежность, оценка надежности, сталебетонные конструкции, сталебетонные балки, требуемый уровень надежности, вероятностные методы

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Долганов А.И. О надежности сталебетонных балок при реконструкции // Строительство: наука и образование. 2020. Т. 10. Вып. 4. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2020.4.1

The reliability of steel-concrete beams in the process of reconstruction

Andrey I. Dolganov

TechProjectStroy (MSU-1); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The author solves a number of problems, including the substantiation of the required reliability level for steel-concrete beams in a reconstructed building, design parameters applicable to steel-concrete beams, use of probabilistic methods in the reliability assessment of steel-concrete beams, and reliability assessment of steel-concrete beams.

Materials and methods. The engineering data, used in the reliability analysis, included steel beam examination and testing results, obtained by the Koucherenko Central Research and Development Institute of Steel Structures in 2017. The analysis was performed for the cases that took account of or failed to take account of the behaviour of a cast-in-place reinforced concrete floor slab. A method of statistic simulation has proven that the probability values of snow loads set for Moscow by Construction regulations 20.13330.2016 are far below the true ones. This discrepancy reduces the reliability of the contour beams of the construction facility analyzed in this article.

Results. B-12, B-45, B-49 and B-61 types of beams were used to compare the testing results with probabilistic calculations. Selected calculation results are provided in the article. An 8 mm deflection, caused by the temporary design load of 2.4 kN/m^2 ensures the normal operation of a structure with a probability of 0.9973.

Conclusions. A comparison between experimentally and analytically obtained deflection values has proven that the design model must have steel-concrete beams, rather than steel ones. Whenever a building structure is designed, its reliability level must be identified. The reliability of structures, having any criticality rating, depends on the values of the resistance

probability in terms of their construction materials and the loads applied to them. Contour steel-concrete beams comply with the technology requirements and reliability values pre-set in the project documentation. Calculation results are validated by their convergence with the experimental data. Probabilistic methods should become a must in structural design. This measure can reduce the risk of failure or cut project costs.

KEYWORDS: reliability, reliability assessment, steel-concrete structures, steel-concrete beams, required reliability level, probabilistic methods

FOR CITATION: Dolganov A.I. The reliability of steel-concrete beams in the process of reconstruction. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2020; 10(4):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2020.4.1 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

В первоначальном варианте архитектурно-строительного проекта предусмотрены структурные фасады. Для этих фасадов установлены ограничения по прогибам контурных балок от временных нагрузок 2 мм. Вероятностными расчетами показано, что при проектных нагрузках надежность структурных фасадов очень низкая, вероятность отказов составила выше 0,85. Поэтому структурные фасады были заменены на фасады с прижимными планками, в которых допустимый прогиб балок составляет 8 мм.

В данной статье решаются следующие задачи.

1. Обоснование требуемого уровня надежности для сталебетонных балок рассматриваемого реконструируемого здания.

2. Обоснование расчетных параметров для сталебетонных балок.

3. Обоснование использования вероятностных методов для оценки надежности сталебетонных балок.

4. Оценка надежности сталебетонных балок.

Согласно определению ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований»¹ под надежностью понимается способность строительного объекта выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации. В настоящей работе надежность будем оценивать по вероятности наступления или не наступления случайного события. Будем считать, что отказа не наступает, если нормируемые расчетные параметры не выйдут за границы первой или второй групп предельных состояний.

Рассматривались контурные (периметральные) балки. Функционально балки несут нагрузки от перекрытий и фасадных конструкций, выполняют функции горизонтальных связей, обеспечивают установленные проектом параметры по изгибной жесткости (прогибы и углы поворота). По требованию заказчика прогибы балок от временных нагрузок ограничены 8 мм.

Балки — сварные, выполнены из стали С345. С помощью стад-болтов балки связаны с железобетонным настилом. Бетон настила соответствует классу В30.

¹ ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015. 14 с.

При выполнении вероятностных расчетов будем учитывать, что механические характеристики материалов конструкции и нагрузки являются независимыми и совместными случайными величинами: появление одной случайной величины не зависит от появления другой, но изменение нагрузки меняет напряжения в сечении конструкции или коэффициент его использования.

Тогда вероятность того, что одновременно момент внутренних сил в конструкции будет не меньше момента от внешних нагрузок и прогиб будет не больше заданного, определим по выражению (1):

$$P(AB) = 1 - [P(A') + P(B') - P(A')P(B')], \quad (1)$$

где $P(A')$ и $P(B')$ — вероятности противоположных событий A и B : $P(A') = 1 - P(A)$, $P(B') = 1 - P(B)$.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Обоснование требуемого уровня надежности

В РФ значение надежности механических характеристик материалов для строительных конструкций регулируется ГОСТ 27751-2014. Согласно этому документу, обеспеченность (надежность) нормативных сопротивлений материалов должна быть не ниже 0,95 (1,64σ). С учетом того, что нормативные сопротивления делятся на коэффициенты надежности по материалам, которые больше 1, обеспеченность расчетных для первой группы предельных состояний сопротивлений приближается к 0,99865 (3σ).

Определим надежность сечения строительной конструкции при $P(A') = 1 - 0,99865 = 0,00135$, $P(B') = 1 - 0,99865 = 0,00135$:

$$P(AB) = 1 - (0,00135 + 0,00135 - 0,00135 \cdot 0,00135) = 0,9973$$

или 2,78σ (для нормального закона распределения).

Так как многочисленными специальными исследованиями [1–5] показано, что обеспеченности нагрузок не превышают 3σ, то значение надежности сечений 0,9973 и следует назначать для конструкций зданий и сооружений нормального уровня ответственности.

Для объектов повышенного уровня ответственности, очевидно, вероятность безотказной работы при обеспеченностях сопротивлений и расчетной нагрузке 4σ будет 0,999937.

Для объектов пониженного уровня ответственности вероятность безотказной работы при обеспеченностях сопротивлений и расчетной нагрузке $1,64\sigma$ составит 0,901545.

Исходные данные

Исходными данными для расчетов надежности являлись результаты обследования и испытаний стальных балок, выполненных в Центральном научно-исследовательском институте строительных конструкций имени В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) в 2017 г., конструктивные разделы архитектурно-строительного проекта 738.16.1-КР1.4 и 738.16.2-КР2.4.

Расчеты выполнялись для случаев без учета и с учетом работы монолитной железобетонной плиты перекрытия.

Плита имеет толщину 130 мм. В качестве несъемной опалубки использовался профилированный настил Н57-750-0,8.

При учете вклада железобетонного настила в несущую способность и жесткость перекрытия использовались понятия приведенной толщины и приведенного модуля упругости (деформации). Приведенная толщина железобетонной плиты составила 10,9 см.

Приведенный модуль упругости сталебетонной балки определялся по формуле:

$$E_{red} = (E_1 J_1 + E_2 J_2) / (J_1 + J_2), \quad (2)$$

где E_1 и E_2 , J_1 и J_2 — соответственно модули упругости стальной балки и бетона перекрытия, моменты инерции стальной балки и железобетонной плиты перекрытия, J_1 и J_2 определялись относительно центров тяжести соответственно стальной балки и железобетонного настила с учетом его эффективной ширины b'_f .

Эффективная ширина железобетонного настила устанавливалась согласно СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные» и СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции»:

$$b'_f = (2 \cdot 6h'_f + b) \leq B, \quad (3)$$

где b'_f — расчетная ширина железобетонного настила; h'_f — приведенная толщина железобетонного настила; b — ширина полки стальной балки; B — шаг балок.

В расчетной модели в целях экономии металла пластины усиления не доводились до опоры балки на $10L_k$, где L_k — длина одного конечного элемента. Нагрузки задавались по проекту с указанными выше шифрами и приведены в табл. 1.

Расчетные параметры нагрузок для вероятностных расчетов определялись по значениям из табл. 1. В рассматриваемом примере: $q_m = 8,08$ кН/м², $\sigma_q = (9,08 - 8,08)/3 = 0,33$ кН/м², $V_q = 0,33/8,08 = 0,041$. Расчетные параметры механических характеристик материалов определялись при коэффициентах вариации для стали — 0,04 и бетона — 0,135. Среднее сопротивление стали С345: $R_{ym} = 345\,000 / (1 - 1,64 \cdot 0,04) = 369\,221$ кН/м². Среднее квадратическое отклонение сопротивления стали равно, кН/м²: $\sigma_s = 267\,550 \cdot 0,04 = 10\,702$.

Метод статистических испытаний

Метод статистических испытаний является наиболее универсальным. Он может использоваться для оценки надежности как сложных, так и простых строительных систем.

В силу разных ограничений распределение случайных величин отличается от нормального закона [1–5]. Например, распределение снега плотностью 0,42 г/см³ в Москве за весь период наблюдения (на открытой местности) описывается кривой Пирсона I типа:

$$y = y_0 \left(1 + \frac{x}{l_1}\right)^{q_1} \left(1 - \frac{x}{l_2}\right)^{q_2}, \quad (4)$$

где y_0 — нормируемый множитель, $y_0 = 6,368$; l_1 и l_2 — 0,9528 и 7,9220; q_1 и q_2 соответственно равны — 0,221 и 1,840.

Значение снеговой нагрузки с обеспеченностью 0,95 по выражению (4) для Москвы равно 264 кгс/м². Обеспеченность расчетного значения

Табл. 1. Рассматриваемые нагрузки

Наименование нагрузки	кН/м ²	γ_f	кН/м ²
Собственный вес балки (Б-12)	1,11	1,05	1,17
Железобетонная плита по Н57-750-0,8, $\delta_{red} = 109$ мм	2,72	1,10	3,00
Цементно-песчаная стяжка с плиткой: $\delta = 55$ мм, $\gamma = 18$ кН/м ³	0,99	1,10	1,09
Перегородки с декоративными элементами	0,75	1,20	0,90
Оборудование, включая остекление	0,50	1,05	0,53
Полезная нагрузка	2,00	1,20	2,40
Итого:	6,97	—	7,91

снеговой нагрузки 210 кгс/м² [5] для Москвы равна 0,847541.

Таким образом, с помощью метода статистических испытаний было показано, что обеспеченность снеговых нагрузок для Москвы в СП 20.13330.2016² занижена. Это уменьшает надежность контурных балок покрытий на рассматриваемом объекте.

Метод линеаризации

Более простым для оценки надежности служит метод линеаризации. Он предполагает формульную зависимость функции случайных аргументов, причем эта зависимость должна быть дифференцируемой.

Для равномерно распределенной нагрузки функция коэффициента использования сечения имеет вид:

$$\varphi(k) = (ql^2/8)/(R_y \gamma_c w), \quad (5)$$

где q — значение погонной нагрузки, кН/м; l — расчетный пролет балки; R_y — сопротивление стали; γ_c — коэффициент условий работы конструкции, $\gamma_c = 0,9$; w — момент сопротивления сечения, м³.

Дисперсию распределения определим по формуле:

$$D_Y = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)_m^2 D_{x_i} + 2 \sum_{i < j}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)_m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_j} \right)_m K_{ij} \quad (6)$$

или через среднеквадратические отклонения:

$$\sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)_m^2 \sigma_{x_i}^2 + 2 \sum_{i < j}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)_m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_j} \right)_m r_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}; \quad (7)$$

² СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* М. : ФГУП ЦПП, 2017. 87 с.

$$r_{ij} = K_{ij} / (\sigma_{x_i} \sigma_{x_j}), \quad (8)$$

где r_{ij} , σ_{x_i} , σ_{x_j} — соответственно коэффициент корреляции и среднеквадратические отклонения случайных величин X_i, X_j , K_{ij} — корреляционный момент случайных величин X_i, X_j :

$$K_{ij} = M[(X_i - m_{x_i})(X_j - m_{x_j})]. \quad (9)$$

В частные производные по R_y и q в выражение (5) необходимо подставлять вместо R_y и q их средние значения R_{ym} и q_m . При расчете по формулам (8)–(9) коэффициент γ_c принимаем равным 1; распределенную на 1 м² нагрузку приводим к погонной, умножая ее на шаг балок B :

$$\partial \varphi(k) / \partial R_y = -q_m l^2 / (8 R_{ym}^2 \gamma_c w); \quad (10)$$

$$\partial \varphi(k) / \partial q_m = l^2 / (8 R_{ym} \gamma_c w); \quad (11)$$

$$\partial \varphi(f) / \partial q_m = 5 / 384 \cdot l^4 B / (EJ); \quad (12)$$

$$\partial \varphi(f) / \partial E = -5 / 384 \cdot q l^4 B / (E^2 J). \quad (13)$$

Для нагрузок, распределенных неравномерно, дифференцирование проводилось численно.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Результаты расчетов

Для возможности сравнения результатов испытаний с вероятностными расчетами были выбраны балки Б-12, Б-45, Б-49 и Б-61. Выборочные результаты расчетов представлены в табл. 2, 3. Как указывалось выше, для нормальной эксплуатации конструкций требуется, чтобы при расчетной временной нагрузке 2,4 кН/м² прогиб с вероятностью 0,9973 не превышал 8 мм.

Табл. 2. Результаты расчетов

Марка балки	B , м	l , м	h , мм	b , мм	s , мм	t , мм	J_{tot} , м ⁴	w , м ³	k_{max}	q_v^{2MM} , кН/м ²	q_v^{8MM} , кН/м ²	f , мм
Б-12	0,90	10,40	350,0	300,0	10,0	16,0	0,0003	0,0039	0,215	0,88	3,44	21,1
Б-45	5,40	14,71	700,0	300,0	14,0	30,0	0,0023	0,0118	0,320	0,54	2,17	30,7
Б-49	5,40	14,71	700,0	300,0	14,0	24,0	0,0020	0,0102	0,375	0,46	1,84	36,0
Б-61	5,40	10,40	630,0	300,0	12,0	14,0	0,0010	0,0064	0,605	0,49	1,98	33,0

Табл. 3. Результаты расчетов

Марка балки	$n_{свс}$, шт.	$J_{tot,cb}$, м ⁴	E_{red} , кН/м ²	k_{max}^c	q_v^{2MM} , кН/м ²	q_v^{8MM} , кН/м ²	$q_v^{3\sigma}$, кН/м ²	$f_{3\sigma}$, мм	f_q , мм
Б-12	1	0,0014	1,4E+08	0,009	2,45	9,82	7,75	6,3	7,4
Б-45	1	0,0079	1,6E+08	0,180	1,29	5,16	5,32	3,4	12,9
Б-49	1	0,0069	1,1E+08	0,207	1,13	4,52	3,02	5,3	14,6
Б-61	1	0,0041	1,1E+08	0,305	1,36	5,44	4,30	6,3	12,0

Табл. 4. Сравнение с результатами испытаний

Балка	q , кН/м	$f_{\text{цнииск}}$	$f_{\text{Ст}}$	$f_{\text{ЖБ}}$	q^c , кН/м	$f_{\text{Ст}}$	$f_{\text{ЖБ}}$
1	2	3	4	5	6	7	8
Б-12	4,500	2,00	11,62	3,52	7,283	18,81	5,70
Б-45	4,902	3,00	3,89	1,47	10,473	8,31	3,15
Б-49	4,902	4,00	3,96	1,44	12,213	9,85	3,58
Б-61	11,000	2,00	8,25	2,62	20,478	15,36	4,88

В табл. 2 k_{max} — коэффициент использования сечения стальной балки; $q_v^{2\text{мм}}$, $q_v^{8\text{мм}}$ — соответственно нагрузка, при которой прогиб балки составляет 2 и 8 мм; f — прогиб стальной балки при расчетной нагрузке.

В табл. 3 $n_{\text{свес}}$ — количество свесов, включаемых в расчет ($n_{\text{свес}} = 1$, потому что железобетонный настил опирается на балку с одной стороны); $J_{\text{tot,cb}}$ — момент инерции сталебетонной балки; E_{red} — приведенный модуль упругости (деформации) сталебетонной балки, определяемый по выражению (2); k_{max}^c — коэффициент использования сечения сталебетонной балки; $f_{3\sigma}$ — расчетный прогиб с обеспеченностью 3σ при временной нагрузке $q_v^{3\sigma}$; f_q — прогиб сталебетонной балки при общей расчетной нагрузке.

В табл. 4 приведено сравнение результатов испытаний с расчетами.

В табл. 4 q — испытательная нагрузка; q^c — расчетная нагрузка; $f_{\text{цнииск}}$ — прогибы, зафиксированные при испытаниях; $f_{\text{Ст}}$ и $f_{\text{ЖБ}}$ — расчетные прогибы соответственно стальных и сталебетонных балок. При испытании стяжка из мелкозернистого бетона класса В20 толщиной от 60 до 80 мм не снималась. В расчетах влияние стяжки не учитывалось.

Этим объясняются несколько завышенные прогибы по сравнению с опытными.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Таким образом, сравнение опытных прогибов с расчетными показало, что в расчетной модели следует использовать сталебетонные балки, а не стальные. Методика расчета сталебетонных балок выбрана правильной.

При проектировании строительных конструкций важно определиться с требуемым уровнем их надежности [6–13]. Надежность конструкций любого уровня ответственности зависит от обеспеченности сопротивлений материалов, из которых они изготовлены, и нагрузок, действующих на них [14–25].

Рассмотренные контурные сталебетонные балки отвечают технологическим требованиям с заданной проектом надежностью. Результаты расчетов подтверждают хорошей сходимостью с опытными данными.

Использование вероятностных расчетов должно стать обязательным в строительном проектировании. В одних случаях это позволит уменьшить риски отказов, в других — уменьшить стоимость объектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Долганов А.И. Надежность стержневых железобетонных конструкций. Магадан : МАОБТИ, 2001. 208 с.
2. Долганов А.И. Об обеспеченности ледовой нагрузки в Финском заливе // Анализ, прогноз и управление природными рисками в современном мире (Геориск-2015) : мат. 9-й Междунар. науч.-практ. конф. Т. 2. М. : Российский университет дружбы народов, 2015. С. 100–106.
3. Долганов А.И. Об учете прогрессирующего разрушения при проектировании // Надежность. 2020. Т. 20. № 1. С. 20–24. DOI: 10.21683/1729-2646-2020-20-1-20-24
4. Савельев В.А., Малый В.И., Павлов А.Б., Калашников Г.В., Мейтин В.И. Предложения по назначению расчетной снеговой нагрузки // Промыш-
5. Долганов А.И., Расторгуев Б.С., Калеев Д.И. О надежности ферм в покрытиях зданий и сооружений // Вестник ВолгГАСУ. 2013. № 4 (29). Ст. 22.
6. Геммерлинг А.В. О надежности массовых конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 1974. № 5. С. 69–73.
7. Долганов А.И. Оптимизация железобетонных конструкций с учетом критериев надежности и минимальной стоимости. Магадан : Изд-во Северного международного университета, 2002. 164 с.
8. Долганов А.И. Оценка надежности стропильных ферм А-1 складского терминала «Белая Дача Маркет» // Сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ. 2008. № 1. С. 75–77.

9. Ржаницын А.Р. Экономический принцип расчета на безопасность // Строительная механика и расчет сооружений. 1973. № 3. С. 3–5.
10. Тамразян А.Г., Долганов А.И., Калеев Д.И., Жихарев Ф.К., Звонов Ю.Н., Зубарева С.Э. и др. К вероятностной оценке надежности железобетонных многопустотных панелей перекрытий // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 4. С. 267–271.
11. Долганов А.И. О надежности оценок инвестиционных рисков // Надежность. 2019. Т. 19. № 3 (70). С. 47–52. DOI: 10.21683/1729-2646-2019-19-3-47-52
12. Dolganov A., Kagan P. On the design of high-rise buildings with a specified level of reliability // E3S Web of Conferences. 2018. Vol. 33. P. 02061. DOI: 10.1051/e3sconf/20183302061
13. Долганов А.И., Сахаров А.В. О назначении уровня надежности // Надежность. 2018. Т. 18. № 3 (66). С. 18–21. DOI: 10.21683/1729-2646-2018-18-3-18-21
14. Долганов А.И. Об учете прогрессирующего разрушения при проектировании // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. 2016. С. 86–90.
15. Dolganov A., Kaleev D., Malyha G., Shukurov I. Reliability of buildings with internal network // MATEC Web of Conferences. 2016. Vol. 86. P. 04057. DOI: 10.1051/matecconf/20168604057
16. Долганов А.И., Калеев Д.И. Оценка надежности перекрытий при реконструкции склада // Вестник МГСУ. 2012. № 4. С. 126–130.
17. Долганов А.И. О надежности сооружений массового строительства // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 11. С. 66–68.
18. Долганов А.И. Оценка надежности монолитных многоэтажных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 8. С. 50–51.
19. Долганов А.И., Рязанцев С.П. Оптимизация монолитных перекрытий в высотном здании на Казачьей горе в г. Хабаровске по критерию надежности // Новые идеи нового века: материалы международной научной конференции ФАД ТОГУ. 2007. Т. 1. С. 296–299.
20. Гуца Ю.П., Краковский М.Б., Долганов А.И. Надежность изгибаемых элементов прямоугольного сечения // Бетон и железобетон. 1988. № 8. С. 20.
21. Аугусты Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. М.: Стройиздат, 1988. 583 с.
22. Золина Т.В., Садчиков П.Н. Моделирование снеговой нагрузки на покрытие промышленного здания // Вестник МГСУ. 2016. № 8. С. 25–33.
23. Попов Н.А., Лебедева И.В., Богачев Д.С., Березин М.М. Воздействие ветровых и снеговых нагрузок на большепролетные покрытия // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 12. С. 71–76.
24. Мальный В.И. Об особом отношении к снеговой нагрузке в российских нормах // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 8. С. 42–45.
25. Кришан А.Л. О влиянии масштабного фактора на прочность бетонного ядра сталебетонных элементов // Архитектура. Строительство. Образование. 2014. № 2 (4). С. 28–31.

Поступила в редакцию 23 ноября 2020 г.

Принята в доработанном виде 18 декабря 2020 г.

Одобрена для публикации 18 декабря 2020 г.

ОБ АВТОРЕ: **Андрей Иванович Долганов** — доктор технических наук, профессор, главный конструктор; **ТехПроектСтрой (МСУ-1)**; 105094, г. Москва, ул. Золотая, д. 11; dolganov-58@mail.ru.

INTRODUCTION

The initial version of the architectural and structural design has structural facades. Facade deflections shall not exceed 2 mm, if caused by temporary loads applied to contour beams. Probabilistic calculations have proven the low reliability of structural facades, exposed to design loads, and the probability of failures exceeded 0.85. Therefore, structural facades were substituted by clamping strap facades, and the allowable deflection of their beams may now reach 8 mm.

This article solves the following problems:

1. Substantiation of the required reliability level applied to steel-concrete beams in the restructured building.

2. Substantiation of design parameters of steel-concrete beams.

3. Substantiation of the use of probabilistic methods in the reliability assessment of steel-concrete beams.

4. Reliability assessment of steel-concrete beams.

Pursuant to State Standard 27751-2014 “Reliability of building structures and sub-foundations”¹ reliability means the ability of a construction facility to perform the required functions within its design term of operation. In this article, we will assess reliability

¹ State Standard 27751-2014. Reliability of building structures and sub-foundations. Moscow, Standartinform Publ., 2015; 14.

on the basis of occurrence or non-occurrence of an accident. Let's assume that a failure does not occur, if regulated design parameters are within the limits of the first or second group of limit states.

The author analyzed contour (perimetral) beams. Beams support the load created by floor slabs and facade constructions; they also serve as horizontal links; they ensure compliance with pre-set flexural rigidity parameters (deflections and angular deflections). Beam deflections, caused by temporary loads, are limited to 8 mm at the client's request.

Welded beams are made of C345 grade steel. Pitch pin anchors tie beams to the reinforced concrete deck. The deck is made of B30 concrete.

For the purpose of our probabilistic calculations we will assume that mechanical characteristics of structural materials and loads are independent joint random variables: the emergence of one random variable is independent from the emergence of another one, but any change in the load value changes stresses in the construction section or the coefficient of its efficiency.

If so, we can use equation (1) to identify that at one and the same time the probability of the moment of internal forces is not below the moment caused by external loads and that deflection will not exceed the pre-set values (1):

$$P(AB) = 1 - [P(A') + P(B') - P(A')P(B')], \quad (1)$$

where $P(A')$ and $P(B')$ are the probabilities of contrary events A and B : $P(A') = 1 - P(A)$, $P(B') = 1 - P(B)$.

MATERIALS AND METHODS

Substantiation of the required reliability level

In the Russian Federation, the reliability of mechanical characteristics of structural materials is regulated by State Standard 27751-2014. Pursuant to this document, the probability (reliability) of the standard resistance of materials shall be equal to or above 0.95 (1.64 σ). Since standard resistance values are broken down by reliability coefficients typical for particular materials, and they exceed 1, the probability of design resistance values shall be close to 0.99865 (3 σ) for the first group of limit states.

Let's find the reliability of a section of a building structure, if $P(A') = 1 - 0.99865 = 0.00135$, $P(B') = 1 - 0.99865 = 0.00135$:

$$P(AB) = 1 - (0.00135 + 0.00135 - 0.00135 \cdot 0.00135) = 0.9973$$

or 2.78 σ (for the standard law of distribution).

Since numerous target research projects [1-5] have proven that probability of loads does not exceed 3 σ , the section reliability value shall be 0.9973 for standard criticality buildings.

Evidently, the probability of the failure-free operation of high criticality buildings will be equal to 0.999937 in case of resistance probabilities and the 4 σ design load value.

The probability of the failure-free operation of low criticality buildings will be equal to 0.901545 in case of resistance probabilities and the 1.64 σ design load value.

Basic engineering design data

Basic engineering design data, used in the reliability analysis, represented steel beam examination and testing results, obtained by the Koucherenko Central Research and Development Institute of Steel Structures in 2017, and structural design chapters of Architectural and Structural Design Projects 738.16.1-KP1.4 and 738.16.2-KP2.4.

The analysis was performed for the cases that took account of or failed to take account of the behaviour of a cast-in-place reinforced concrete floor slab.

The reinforced concrete slab is 130 mm thick. Shaped decking N57-750-0.8 was used as the stay-in-place formwork.

When the contribution of a reinforced concrete deck into the bearing capacity and rigidity of the floor slab was taken account of, notions of effective thickness and effective modulus of elasticity (deformation) were used. The effective thickness of a reinforced concrete slab was 10.9 cm.

The value of the modulus of elasticity of a steel-concrete beam is calculated using the following formula:

$$E_{red} = (E_1 J_1 + E_2 J_2) / (J_1 + J_2), \quad (2)$$

where E_1 and E_2 , J_1 and J_2 are the moduli of elasticity of a steel beam and a concrete slab, moments of inertia of a steel beam and a reinforced concrete slab, J_1 and J_2 were determined with respect to the gravity centers of a steel beam and a reinforced concrete deck with regard for its effective width b'_f .

The effective width of a reinforced concrete deck was identified pursuant to Construction regulations 266.1325800.2016 "Steel and reinforced concrete structures" and Construction regulations 63.13330.2012 "Concrete and reinforced concrete structures":

$$b'_f = (2 \cdot 6h'_f + b) \leq B, \quad (3)$$

where b'_f is the design width of ; h'_f is the effective thickness of a reinforced concrete deck; b is the width of a steel beam web; B is beam spacing.

In the design model, reinforcement plates did not reach the beam support, and the gap was equal to $10L_k$, where L_k is the length of one finite element. Load values were set pursuant to the project documentation, and they are provided in Table 1.

Design load parameters were taken from Table 1. For the case analyzed in this article: $q_m = 8.08$ kN/m², $\sigma_q = (9.08 - 8.08)/3 = 0.33$ kN/m², $V_q = 0.33/8.08 = 0.041$. The coefficient of variability was set at 0.04 for steel and 0.135 for concrete within the framework of design mechanical characteristics of materials. The average resistance of steel S345 is $R_{ym} = 345,000/$

Table 1. Load values

Types of loads	kN/m ²	γ_f	kN/m ²
Dead load of a beam (B-12)	1.11	1.05	1.17
Reinforced concrete slab pursuant to N57-750-0.8, $\delta_{red} = 109$ mm	2.72	1.10	3.00
Tiled sand cement screed: $\delta = 55$ mm, $\gamma = 18$ kN/m ³	0.99	1.10	1.09
Partitions with decorative fixtures	0.75	1.20	0.90
Equipment, including glazing	0.50	1.05	0.53
Imposed load	2.00	1.20	2.40
TOTAL	6.97	—	7.91

$(1-1.64 \cdot 0.04) = 369,221$ kN/m². The average quadratic deviation of resistance σ_s is equal to: $267,550 \cdot 0.04 = 10,702$ kN/m².

Statistic simulation method

The statistic simulation method is the most universal one. It can be used to assess both complex and simple structural systems.

Given versatile restrictions, the pattern of distribution of random variables deviates from the standard one [1–5]. For example, as for the whole period of observations (made in Moscow open ground areas), the distribution of snow having the density of 0.42 g/cm³ is described by the Type-1 Pearson curve:

$$y = y_0 \left(1 + \frac{x}{l_1}\right)^{q_1} \left(1 - \frac{x}{l_2}\right)^{q_2}, \quad (4)$$

where y_0 is the scaled multiplier, $y_0 = 6.368$; l_1 and l_2 are equal to 0.9528 and 7.9220; q_1 and q_2 are equal to 0.221 and 1.840.

The snow load value, if the probability is equal to 0.95, is equal to 264 kgf/m² in Moscow, if formula (4) is used. The probability of the design snow load of 210 kgf/m² is equal to 0.847541 [5] in Moscow.

Hence, the static simulation method was used to demonstrate that the probability of snow loads in Moscow is underestimated in Construction Regulations 20.13330.2016². The underestimation reduces the reliabilities of contour beams at the facility analyzed in this article.

Linearization method

This method represents a simpler reliability assessment tool. It is based on a formula-based dependence of the random argument function, provided that this dependence must be differentiable.

The section efficiency coefficient of the uniformly distributed load shall be as follows:

² Construction regulations 20.13330.2016. Loads and impacts. Revised edition of Construction rules and regulations 2.01.07-85*. Moscow FGUP TsPP Publ., 2017; 87.

$$\varphi(k) = (ql^2/8)/(R_y \gamma_c w), \quad (5)$$

where q is the linear load value, kN/m; l — is the design beam span; R_y is the resistance of steel; γ_c is the structural behaviour coefficient, $\gamma_c = 0.9$; w is the section resistance moment, m³.

Dispersion variance can be calculated using the following formula:

$$D_Y = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i}\right)_m^2 D_{x_i} + 2 \sum_{i < j}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i}\right)_m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_j}\right)_m K_{ij} \quad (6)$$

or using mean square deviations:

$$\sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i}\right)_m^2 \sigma_{x_i}^2 + 2 \sum_{i < j}^n \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i}\right)_m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_j}\right)_m r_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}; \quad (7)$$

$$r_{ij} = K_{ij} / (\sigma_{x_i} \sigma_{x_j}), \quad (8)$$

where r_{ij} , σ_{x_i} , σ_{x_j} represent the correlation coefficient and mean square deviations of random values X_i, X_j ; K_{ij} is the correlation moment of random values X_i, X_j :

$$K_{ij} = M[(X_i - m_{x_i})(X_j - m_{x_j})]. \quad (9)$$

Average values R_{ym} and q_m must substitute R_y and q in partial derivatives to R_y and q in equation (5). If formulas (8)–(9) are applied to make calculations, coefficient γ_c shall be equal to 1; while the load distributed over one 1 m² shall be taken as the linear load by multiplying it by the value of mean spacing B :

$$\partial \varphi(k) / \partial R_y = -q_m l^2 / (8 R_{ym}^2 \gamma_c w); \quad (10)$$

$$\partial \varphi(k) / \partial q_m = l^2 / (8 R_{ym} \gamma_c w); \quad (11)$$

$$\partial \varphi(f) / \partial q_m = 5 / 384 \cdot l^4 B / (EJ); \quad (12)$$

$$\partial \varphi(f) / \partial E = -5 / 384 \cdot q l^4 B / (E^2 J). \quad (13)$$

Numerical differentiation was applied to non-uniformly distributed loads.

RESEARCH RESULTS

Calculation results

B-12, B-45, B-49 and B-61 types of beams were chosen for the purpose of comparing testing results and

Table 2. Calculation results

Beam type	B , m	l , m	h , mm	b , mm	s , mm	t , mm	J_{tot} , m ⁴	w , m ³	k_{max}	q_v^{2mm} , kN/m ²	q_v^{8mm} , kN/m ²	f , mm
B-12	0.90	10.40	350.0	300.0	10.0	16.0	0,0003	0.0039	0.215	0.88	3.44	21.1
B-45	5.40	14.71	700.0	300.0	14.0	30.0	0,0023	0.0118	0.320	0.54	2.17	30.7
B-49	5.40	14.71	700.0	300.0	14.0	24.0	0,0020	0.0102	0.375	0.46	1.84	36.0
B-61	5.40	10.40	630.0	300.0	12.0	14.0	0,0010	0.0064	0.605	0.49	1.98	33.0

Table 3. Calculation results

Beam type	N_{cave} , pieces	$J_{tot,cb}$, m ⁴	E_{red} , kN/m ²	k_{max}^c	q_v^{2mm} , kN/m ²	q_v^{8mm} , kN/m ²	$q_v^{3\sigma}$, kN/m ²	$f_{3\sigma}$, mm	f_q , mm
B-12	1	0.0014	1.4E+08	0.009	2.45	9.82	7.75	6.3	7.4
B-45	1	0.0079	1.6E+08	0.180	1.29	5.16	5.32	3.4	12.9
B-49	1	0.0069	1.1E+08	0.207	1.13	4.52	3.02	5.3	14.6
B-61	1	0.0041	1.1E+08	0.305	1.36	5.44	4.30	6.3	12.0

probabilistic calculations. Selected calculation results are available in Tables 2 and 3. As mentioned above, an 8 mm deflection, caused by the temporary design load of 2.4 kN/m² ensures the normal operation of a structure with the probability of 0.9973.

In Table 2, k_{max} is the efficiency coefficient of a steel beam; q_v^{2mm} and q_v^{8mm} are the load values causing 2 and 8 mm deflections; f is the deflection of a steel beam exposed to the design load.

In Table 3, n_{cave} is the number of eaves used in the calculation ($n_{cave} = 1$ because only one side of the reinforced concrete deck rests on the beam); $J_{tot,cb}$ is the moment of inertia of a steel-concrete beam; E_{red} is the effective modulus of elasticity (deflection) of a steel-concrete beam, which is identified using formula (2); k_{max}^c is the efficiency coefficient of a steel beam; $f_{3\sigma}$ is the design deflection of a beam having the probability of 3σ under temporary load $q_v^{3\sigma}$; f_q is the steel-concrete beam deflection under the total design load.

Table 4 has results of tests and calculations.

In Table 4, q is the test load; q^c is the design load; $f_{KOUCHERENKO}$ are the deflections identified in the course of testing sessions; f_{ST} и f_{SRT} are the design deflections of steel and steel-concrete beams. The screed coat, made of fine-grained B20 concrete, having the thickness of 60–80 mm, was not removed for testing purposes.

The influence of screed was disregarded in the course of calculations. This fact explains higher deflection values in comparison with those obtained in the process of testing.

CONCLUSION AND DISCUSSION

Therefore, the comparison of deflection values, obtained in the course of testing, and those obtained by means of calculations, has proven that steel-concrete beams rather than steel ones shall be used in the design model. The right steel-concrete beam analysis methodology was selected.

It is important to identify the required reliability level of building structures before the commencement of the design process [6–13]. The reliability of structures, having any criticality, depends on the resistance probability of their construction materials, as well as the loads applied to them [14–25].

The analyzed contour steel-concrete beams comply with technology requirements and pre-set reliability values. Calculation results demonstrate good convergence with the results of testing sessions.

Probabilistic methods must become obligatory in structural design. In some cases, they will reduce risks of failures, and in other cases this measure will cut the cost of construction facilities.

Table 4. Results of tests and calculations

Beam type	q , kN/m	$F_{KOUCHERENKO}$	F_{ST}	F_{SRC}	q^c , kN/m	F_{ST}	F_{SRT}
1	2	3	4	5	6	7	8
B-12	4.500	2.00	11.62	3.52	7.283	18.81	5.70
B-45	4.902	3.00	3.89	1.47	10.473	8.31	3.15
B-49	4.902	4.00	3.96	1.44	12.213	9.85	3.58
B-61	11.000	2.00	8.25	2.62	20.478	15.36	4.88

REFERENCES

1. Dolganov A.I. *Reliability of reinforced concrete bar structures*. Magadan, MAOBTI, 2001; 208. (rus.).
2. Dolganov A.I. On the provision of ice load in the Gulf of Finland. *Analysis, forecast and management of natural risks in the modern world (Georisk-2015): materials of the 9th International scientific-practical conference. Vol. 2*. Moscow, Peoples' Friendship University of Russia, 2015; 100-106. (rus.).
3. Dolganov A.I. On the consideration of progressive failure at the stage of design. *Dependability*. 2020; 20(1):20-24. DOI: 10.21683/1729-2646-2020-20-1-20-24 (rus.).
4. Saveliev V.A., Maly V.I., Pavlov A.B., Kalashnikov G.V., Meitin V.I. Proposals for the designation of the calculated snow load. *Industrial and Civil Construction*. 2004; 5:25-28. (rus.).
5. Dolganov A.I., Rastorguev B.S., Kaleev D.I. On the reliability of farms in the coatings of buildings and structures. *Vestnik VolgGASU*. 2013; 4(29):22. (rus.).
6. Gemmerling A.V. On the reliability of mass structures. *Structural Mechanics and Calculation of Structures*. 1974; 5:69-73. (rus.).
7. Dolganov A.I. *Optimization of reinforced concrete structures, taking into account the criteria of reliability and minimum cost*. Magadan, Publishing house of the Northern International University, 2002; 164. (rus.).
8. Dolganov A.I. Assessment of the reliability of trusses A-1 of the warehouse terminal "Belaya Dacha Market". *Collection of scientific papers of the Institute of Construction and Architecture MGSU*. 2008; 1:75-77. (rus.).
9. Rzhانيتsyn A.R. The economic principle of calculating safety. *Structural Mechanics and Calculation of Structures*. 1973; 3:3-5. (rus.).
10. Tamrazyan A.G., Dolganov A.I., Kaleev D.I., Jikharev F.K., Zvonov Yu.N., Zubareva S.E. et al. To the probabilistic estimation of the reliability of reinforced concrete hollow-core panels of overlappings. *Proceedings of Higher Education Institutions. Textile Industry Technology*. 2017; 4:267-271. (rus.).
11. Dolganov A.I. On the reliability of investment risk assessments. *Dependability*. 2019; 19:3(70):47-52. DOI: 10.21683/1729-2646-2019-19-3-47-52 (rus.).
12. Dolganov A., Kagan P. On the design of high-rise buildings with a specified level of reliability. *E3S Web of Conferences*. 2018; 33:02061. DOI: 10.1051/e3sconf/20183302061
13. Dolganov A.I., Sakharov A.V. On the assignment of dependability level. *Dependability*. 2018; 18(3):18-21. DOI: 10.21683/1729-2646-2018-18-3-18-21 (rus.).
14. Dolganov A.I. On taking into account progressive destruction in design. *Modern problems of calculating reinforced concrete structures, buildings and structures for emergency impacts*. 2016; 86-90. (rus.).
15. Dolganov A., Kaleev D., Malyha G., Shukurov I. Reliability of buildings with internal network. *MATEC Web of Conferences*. 2016; 86:04057. DOI: 10.1051/mateconf/20168604057
16. Dolganov A.I., Kaleev D.I. Assessment of reliability of overlappings in the course of the warehouse reconstruction. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2012; 4:126-130. (rus.).
17. Dolganov A.I. About reliability of mass-construction structures. *Industrial and Civil Engineering*. 2010; 11:66-68. (rus.).
18. Dolganov A.I. Estimation of the reliability of the monolithic multistory buildings. *Industrial and Civil Engineering*. 2010; 8:50-51. (rus.).
19. Dolganov A.I., Ryazantsev S.P. The item about reliability of monolithic blockings in skyscrapers on the kazachiy mountain in Khabarovsk. *New ideas of the new century: materials of the international scientific conference FAD TOGU*. 2007; 1:296-299. (rus.).
20. Gushcha Yu.P., Krakovsky M.B., Dolganov A.I. Reliability of bending elements of rectangular section. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1988; 8:20. (rus.).
21. Augusti G., Baratta A., Kashiati F. *Probabilistic methods in construction design*. Moscow, Stroyizdat, 1988; 583. (rus.).
22. Zolina T.V., Sadchikov P.N. Modeling of the snow load on the roofs of industrial buildings. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2016; 8:25-33. (rus.).
23. Popov N.A., Lebedeva I.V., Bogachev D.S., Berezin M.M. Impact of wind and snow loads on large-span roofs. *Industrial and Civil Engineering*. 2016; 12:71-76. (rus.).
24. Maly V.I. On a particular attitude to snow load in the rf standards. *Industrial and Civil Engineering*. 2011; 8:42-45. (rus.).
25. Krishan A.L. The influence of the large-scale factor on the strength of concrete core of steel-concrete elements. *Architecture. Construction. Education*. 2014; 2(4):28-31. (rus.).

Received November 23, 2020.

Adopted in revised form on December 18, 2020.

Approved for publication on December 18, 2020.

BIONOTES: **Andrey I. Dolganov** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Chief Designer; **TechProjectStroy (MSU-1)**; 11 Zolotaya st., Moscow, 105094, Russian Federation; dolganov-58@mail.ru.