

Научная статья

М.А. ДЕСЯТКИН¹

¹ООО «Инфорспроект», г. Москва, Россия

КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕМЫЧЕК С ВНЕШНИМ ЛИСТОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ

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

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

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

Research Article

M.A. DESIATKIN¹

¹LLC «Inforsproekt», Moscow, Russia

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

© Десяткин М.А., 2026



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

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

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

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

1. Введение

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

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

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

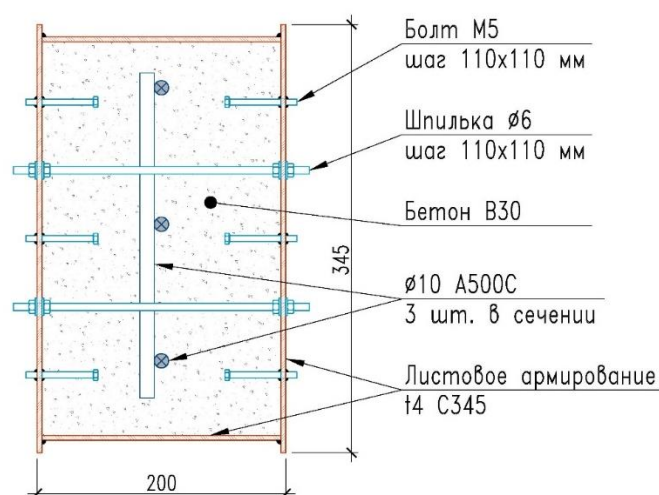


Рисунок 1 – Поперечное сечение сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием (испытательный образец В3.1)

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

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

2. Модели и методы

Экспериментальная программа

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

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

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

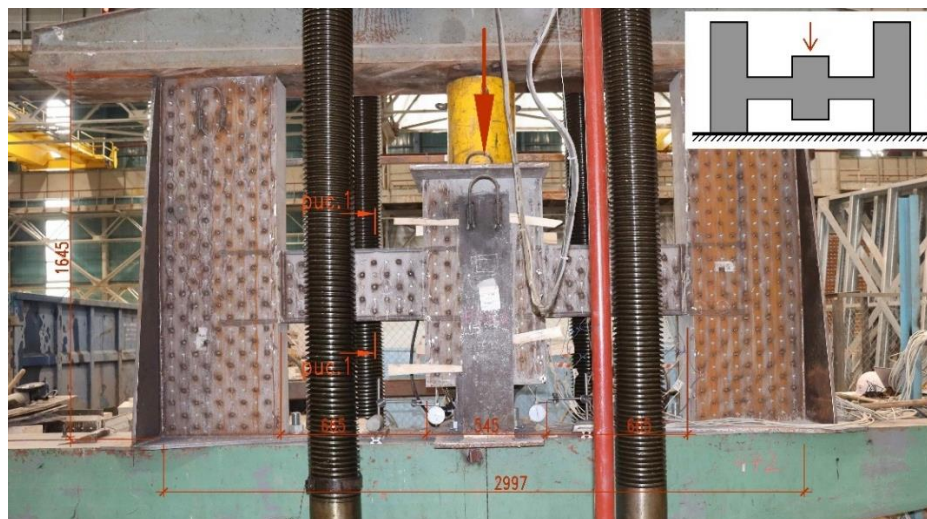


Рисунок 2 – Схема испытательного стенда

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

Параметры испытаний

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

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

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

Конструктивное решение базовой серии В3

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

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

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

Метод нормировки γ_i

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

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

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

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

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

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

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

3. Результаты исследования и их анализ

Статистики по группам

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

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

Таблица 1 - Статистические характеристики несущей способности по группам

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

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

Параметры распределения γ

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

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

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

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

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

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

Гистограмма распределения γ

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

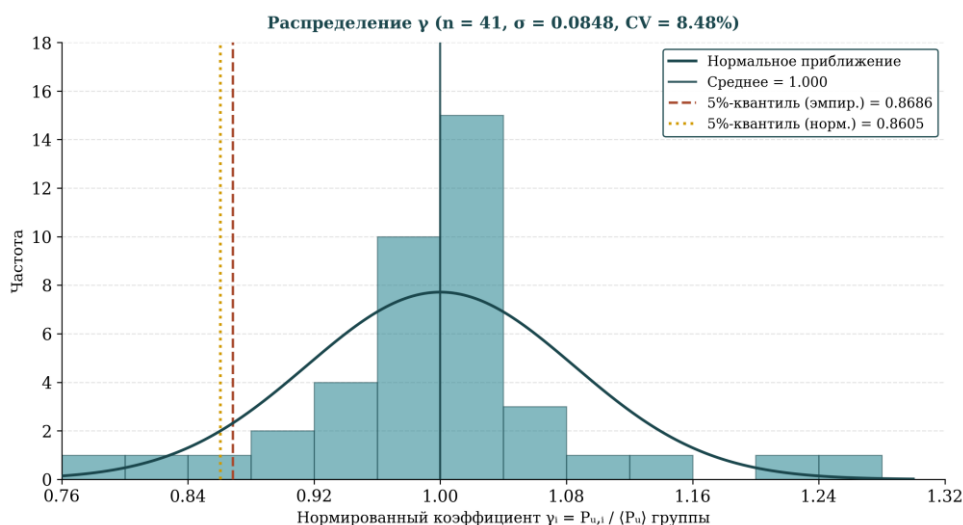


Рисунок 3 – Гистограмма нормированных коэффициентов $\gamma_i = R_{ni} / (P_n)$ ($n = 41$). Кривая – плотность $N(1,000; 0,0848^2)$. Штриховая линия – $\gamma_5\% = 0,861$

Калибровка коэффициента условий работы

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

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

Коэффициент условий работы для типологии СТЖБ с ЛА:

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

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

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

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

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

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

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

Применимость полученного значения

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

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

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

Парадигмы назначения частных коэффициентов

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

Eurocode: γ_M по EN 1994-1-1

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

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

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

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

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

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

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

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

Отечественная нормативная система

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Нормативный пробел для СТЖБ с ЛА

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

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

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

Таблица 6 - Разделение источников неопределенности (нет двойного учета)

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

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

Пошаговая схема расчета

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

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

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

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

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

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

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

Обсуждение статистических аспектов. Применимость нормального закона

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

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

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

Гармонизация с международной практикой

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

Ограничения работы

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

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

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

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

4. Заключение

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

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

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

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

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

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

5. Благодарности

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

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

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

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

REFERENCES

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

Сведения об авторах:

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

About the authors:

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

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author has approved the final version.

Статья поступила в редакцию 22.05.2026

Одобрена после рецензирования 02.06.2026

Принята к публикации 14.06.2026

The article was submitted 22.05.2026

Approved after reviewing 02.06.2026

Accepted for publication 14.06.2026