

УДК 624.0754
EDN: ZQUGSD

[https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2\(633\)-14-26](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2(633)-14-26)

**Д.В. БЕРЕЖНОЙ¹, Д.В. КОНИН², А.С. КРЫЛОВ², А.Л. ФЕОКТИСТОВ³,
Д.В. МОРОЗОВА², М.И. ВОРОПАЕВА², К.В. МОРОЗОВА²**

¹ ФГБОУ ВО «Казанский (Приволжский) федеральный университет», ул. Кремлевская, д. 18, к. 1, г. Казань, 420008, Россия

² Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) имени В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Россия

³ ПАО «Северсталь», ул. Мира, д. 30, г. Череповец, 162608, Россия

ПРОЧНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ ОБЪЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И СТАЛИ В ВИДЕ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ-УПОРОВ В КОМБИНИРОВАННЫХ БАЛКАХ

Аннотация

Введение. Обеспечение совместной работы компонентов сталежелезобетонных конструкций является важнейшей задачей при их проектировании. В настоящее время в зарубежной практике строительства набирает популярность новый вид противосдвиговых соединений, выполненных посредством пропущенных через отверстия в стенках стальных профилей арматурных стержней. Достоинствами данного технического решения является независимость от производителя упоров, относительная простота и отсутствие сварочных процессов при их установке. Также важным является возможность использования стержней-упоров в перекрытиях, в которых высота железобетонной плиты близка к высоте стальной балки.

Целью работы является разработка методики расчета на сдвиг сталежелезобетонных конструкций с применением в качестве противосдвиговых упоров арматурных стержней, пропущенных через отверстия в стальных профилях.

Материалы и методы. Разработка инженерной методики выполнена на основе результатов экспериментальных исследований и анализа существующего мирового опыта по расчету сдвиговых соединений, выполненных посредством пропущенных через отверстия в стенках стальных двутавровых профилей арматурных стержней.

Результаты. Представлено описание исследуемых моделей, приведены особенности использованных при изготовлении моделей материалов и их характеристики. Приведены данные об экспериментальном оборудовании, схеме испытания и нагружения конструкций. Представлены общие виды и характер разрушения, графические результаты испытаний.

Выполнено сравнение теоретических и экспериментальных данных.

Выводы. Главными факторами при определении несущей способности рассматриваемых соединений являются диаметр и прочность арматурных стержней. Прослеживается почти прямая зависимость между увеличением диаметра арматурного стержня, пропущенного сквозь отверстие, и несущей способностью модели. Изученные стержни-упоры в составе сталежелезобетонных перекрытий позволяют надежно объединять стальную и железобетонную части составной конструкции. Соединение работает на сдвиг и воспринимает существенные нагрузки вплоть до деформаций смещения 40–50 мм. На основе выполненных экспериментальных исследований разработана инженерная методика расчета прочности объединения железобетона со стальными профилями посредством арматурных стержней, пропущенных через отверстия в стенке стального профиля.

Ключевые слова: бетон, арматура, железобетон, сталежелезобетонная конструкция, упор, шпонка

Для цитирования: Бережной Д.В., Конин Д.В., Крылов А.С., Феоктистов А.Л., Морозова Д.В., Воропаева М.И., Морозова К.В. Прочность элементов объединения железобетона и стали в виде арматурных стержней-упоров в комбинированных балках // *Бетон и железобетон*. 2026. № 2. С. 14–26. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2\(633\)-14-26](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2(633)-14-26)
EDN: ZQUGSD

Вклад авторов

Бережной Д.В., Конин Д.В., Крылов А.С., Феоктистов А.Л., Морозова Д.В., Воропаева М.И., Морозова К.В. – участие в разработке инженерной методики расчета.

Финансирование

Финансирование осуществлялось за счет средств ПАО «Северсталь».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 19.02.2026

Поступила после рецензирования 27.02.2026

Принята к публикации 05.03.2026

**D.V. BEREZHNOY¹, D.V. KONIN², A.S. KRYLOV², A.L. FEOKTISTOV³,
D.V. MOROZOVA², M.I. VOROPAeva², K.V. MOROZOVA²**

¹Federal State Autonomous Educational Institution of Higher Education «Kazan (Volga Region) Federal University», Kremlevskaya str., 18, bld. 1, Kazan, 420008, Russia

²JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russia

³Severstal PJSC, Mira str., 30, Cherepovets, 162608, Russia

STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE DOWELS IN COMPOSITE STEEL AND CONCRETE BEAMS

Abstract

Introduction. Connection between components of composite steel and concrete structures is the most important task in their design. Currently, a new type of anchors is popular in foreign design practice, made of reinforcing bars passed through holes in the walls of steel profiles – reinforced concrete dowels. The advantages of this technical solution are independence from the manufacturer of the anchors, relative simplicity and the absence of welding processes. It is also important to use reinforced concrete dowels in slim floors where the height of the reinforced concrete slab is close to the height of the steel beam.

The aim of the work is to develop a method for calculating reinforced concrete dowels connection.

Materials and methods. The engineering methodology based on the results of experimental research and analysis of existing international experience in calculating reinforced concrete dowels connection.

Results. The models are described; the features of the models, materials and their characteristics are given. The description of experimental equipment, schemes of testing and loading of structures are given. Schemes and types of fracture, graphical results tests of models are presented. A comparison of theoretical and experimental data is performed.

Conclusions. The main factors in determining the bearing capacity are the diameter and strength of the reinforcing bars. An almost direct relationship has been obtained between the diameter of the reinforcing bar and the bearing capacity of the model. Reinforced concrete dowels in composite steel and concrete beams make it possible to reliably combine the steel and reinforced concrete parts of the composite structure. Dowels can withstand significant loads up to 40–50 mm displacement deformations.

Based on the experimental studies carried out, an engineering methodology has been developed for calculating the strength of reinforced concrete dowels in composite steel and concrete beams.

Keywords: concrete, bar reinforcement, reinforced concrete, composite steel and concrete structure, shear connectors, dowel action

For citation: Berezhnoy D.V., Konin D.V., Krylov A.S., Feoktistov A.L., Morozova D.V., Voropaeva M.I., Morozova K.V. Strength of reinforced concrete dowels in composite steel and concrete beams. *Concrete and Reinforced Concrete*, 2026, no. 2 (633), pp. 14–26. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2\(633\)-14-26](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2026-2(633)-14-26) EDN: ZQUGSD

Authors contribution statement

D.V. Berezhnoy, D.V. Konin, A.S. Krylov, A.L. Feoktistov, D.V. Morozova, M.I. Voropaeva, K.V. Morozova – development of an engineering calculation methodology.

Funding

Financing was provided at the expense of Severstal PJSC.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 19.02.2026

Revised 27.02.2026

Accepted 05.03.2026

Введение

Современная строительная индустрия движется по пути экономии материалов, оптимизации конструктивных решений и строительного процесса в целом. Указанным показателям в лучшей степени удовлетворяют сталежелезобетонные конструкции, при расчете и проектировании которых важнейшим фактором является обеспечение совместной работы. Вопросы объединения стали и бетона активно исследуются и обсуждаются в научно-технической литературе начиная с начала 20-го века. В современных нормах по проектированию (СП 266.1325800.2016) описаны различные способы по обеспечению совместной работы конструкций, самым популярным среди которых является установка стад-болтов (гибких упоров), препятствующих взаимному смещению стальной и бетонной частей элемента. В последнее время в зарубежной практике проектирования набирает популярность новый вид противосдвиговых соединений, выполненных посредством пропущенных через отверстия в стенках стальных профилей арматурных стержней. Достоинствами данного технического решения является независимость от производителя упоров, относительная простота и отсутствие сварочных процессов при установке стержней-упоров. Также важным является возможность использования стержней-упоров в перекрытиях, в которых высота железобетонной плиты по профилированному настилу равна или близка к высоте стальной балки.

В работах [1–5] было исследовано поведение арматурных стержней в стыках бетонных плит, а также в местах пересечения с трещинами в железобетоне и при сдвиге. Авторы исследований [6–8] изучили механизмы передачи сдвиговых усилий в композитных балках с круглой перфорацией стенок двутавровых профилей. Анализ результатов показал, что несущая способность элементов зависит от прочности бетона и наличия арматурных стержней, которые повышают прочность сдвигового соединения. В 2018 году М. Braun провел исследование работы сдвиговых соединений в сталежелезобетонных балках перекрытий. Совместная работа стальных балок и бетонной плиты обеспечивалась за счет установки одиночных арматурных стержней, с определенным шагом пропущенных сквозь отверстия в стенках стальных профилей [9–11]. Целью испытаний было определение влияния класса бетона, диаметра арматуры, толщины стенки балки и диаметра отверстий на несущую способность сдвигового соединения. Результатами работы стали аналитические зависимости и рекомендации по проектированию, полученные по результатам экспериментальных и теоретических исследований. Одно из последних обширных исследований, посвященных испытаниям комбинированных балок выполнено К. Zhou в 2019 году и соавторами [12–13]. В 2019 году была опубликована работа [14], в которой описана эволюция развития комбинированных перекрытий, состоящих из стальных балок и железобетонных плит, имеющих различные способы объединения. В рамках литературного обзора также были рассмотрены публикации других авторов по схожим темам, касающиеся вопросов работы конструкций на сдвиг и эффективности применяемых конструкций объединения между стальной и бетонной частями сечения [15–22].

Таким образом, в зарубежной научно-технической литературе существуют расчетные методики, подкрепленные экспериментальными обоснованиями, позволяющие проектировать конструкции объединения стальных балок с железобетонными плитами в виде арматурных стержней, пропущенных через отверстия в стенке стального профиля [22]. В настоящей статье приведены особенности проведенной экспериментальной работы и теоретические предпосылки формирования Изменения №4 к СП 266.1325800.2016, содержащего новые требования по проектированию и расчету конструкций объединения комбинированных балок с монолитной плитой посредством арматурных стержней-упоров.

Цель работы – на основании экспериментальных и теоретических исследований разработать методику расчета на сдвиг сталежелезобетонных конструкций с применением в качестве противосдвиговых упоров арматурных стержней, пропущенных через отверстия в стальных профилях.

Цель работы – на основании экспериментальных и теоретических исследований разработать методику расчета на сдвиг сталежелезобетонных конструкций с применением в качестве противосдвиговых упоров арматурных стержней, пропущенных через отверстия в стальных профилях.

Модели и методы

Для оценки фактической работы арматурных стержней-упоров в комбинированных балках и создания аналитической расчетной зависимости, описывающей поведение рассматриваемого соединения, было проведено несколько серий экспериментов, включающих 21 модель (7 групп по 3 модели в каждой). Для исследования различных факторов, оказывающих влияние на несущую способность и на механизм разрушения конструкций, в экспериментальных моделях варьировались параметры: толщина стенки двутавровой балки t_w , диаметр отверстия в стенке $d_{отв.}$, диаметр арматурного стержня $d_{арм.}$ и класс бетона по прочности на сжатие.

Модели представляют собой обетонированные стальные двутавровые профили. В стенках профилей просверлены отверстия (диаметр 25, 40 мм), сквозь которые пропущены арматурные стержни, имеющие анкеровку в бетонных полках в соответствии с требованиями СП 63.13330. Высота моделей 1250 мм, поперечное сечение – двутавровое размером 1300 x 409 мм, 1300 x 415 мм. Поперечное сечение стального сердечника – сварной двутавр с промежуточной полкой, материал сердечника – сталь С355. Бетон моделей – класса по прочности на сжатие В20, В40. Арматурные стержни – класса А500С диаметром 12 и 20 мм. Бетонные полки всех моделей армированы пространственными каркасами из проволоки Вр-1 диаметром 6 мм. Общий вид моделей представлен на рисунке 1 (на примере группы М1). Характеристики моделей приведены в таблице 1.

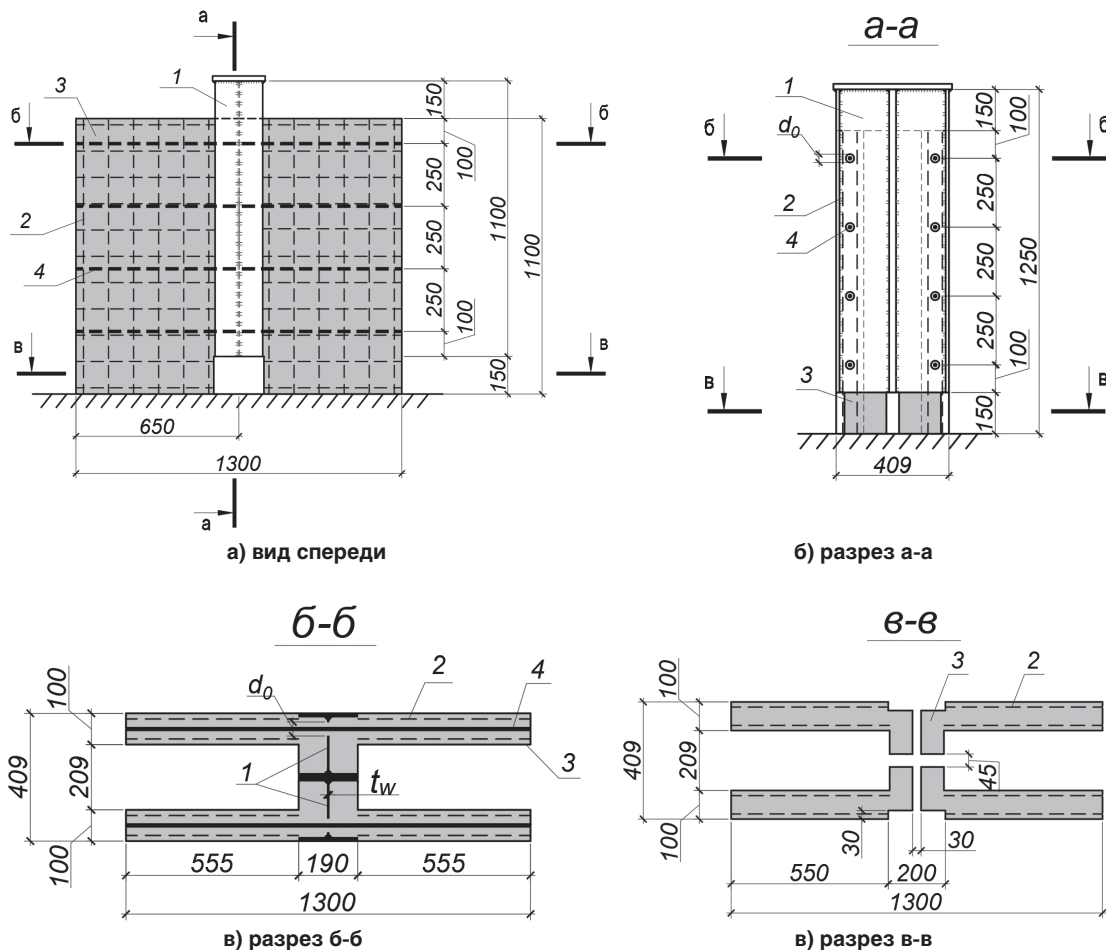


Рис. 1. Общий вид моделей группы M1: 1 – стальной двутавр; 2 – пространственный каркас; 3 – бетон; 4 – арматурный стержень-упор
 Fig. 1. General view of the M1 group models: 1 – steel I-beam; 2 – spatial frame; 3 – concrete; 4 – reinforced concrete dowels

Характеристики экспериментальных моделей

Таблица 1

Table 1

Characteristics of experimental models

Обозначение	Бетон моделей		Профиль (поз. 1 на рис. 1)				Стержень-упор (поз. 4 на рис. 1)	
	Класс	Призменная прочность, МПа	Сталь	R_y , МПа	Толщ. стенки t_w , мм	Диам. отв. в стенке $d_{отв}$, мм	$d_{арм}$, мм	R_y , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
M1	B40	51,3	C355	420	6	25	12	595
M2	B40	51,3	C355	420	6	40	12	595
M3	B20	41,1	C355	420	6	40	12	595
M4	B40	53,5	C355	445	12	40	12	595
M5	B40	53,5	C355	420	6	40	20	595
M6	B40	51,3	C355	420	6	25	–	–
M7	B40	53,5	C355	420	6	40	–	–

Результаты исследований и анализ

Нагружение моделей выполнялось согласно ГОСТ 8829–2018 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности,

жесткости и трещиностойкости». Испытания моделей проводились возрастающей нагрузкой с доведением моделей до разрушения. Нагружение производилось поэтапно ступенями не более 0,1 от контрольной нагрузки по прочности. На каждой ступени осуществ-

влялась выдержка модели под нагрузкой. Показания измерительных приборов фиксировались на каждой ступени нагружения. В процессе эксперимента фиксировались: величины нагрузки на каждой ступени нагружения, вертикальные перемещения, ширина раскрытия трещин, характер разрушения модели.

Испытания проведены на гидравлическом прессе ПММ-1000 (MAN 1000), развивающим максимальную нагрузку до 10000 кН. Для определения деформаций моделей использованы индикаторы часового типа. Схема опирания и нагружения моделей, общий вид испытательной установки приведен на рисунке 2.

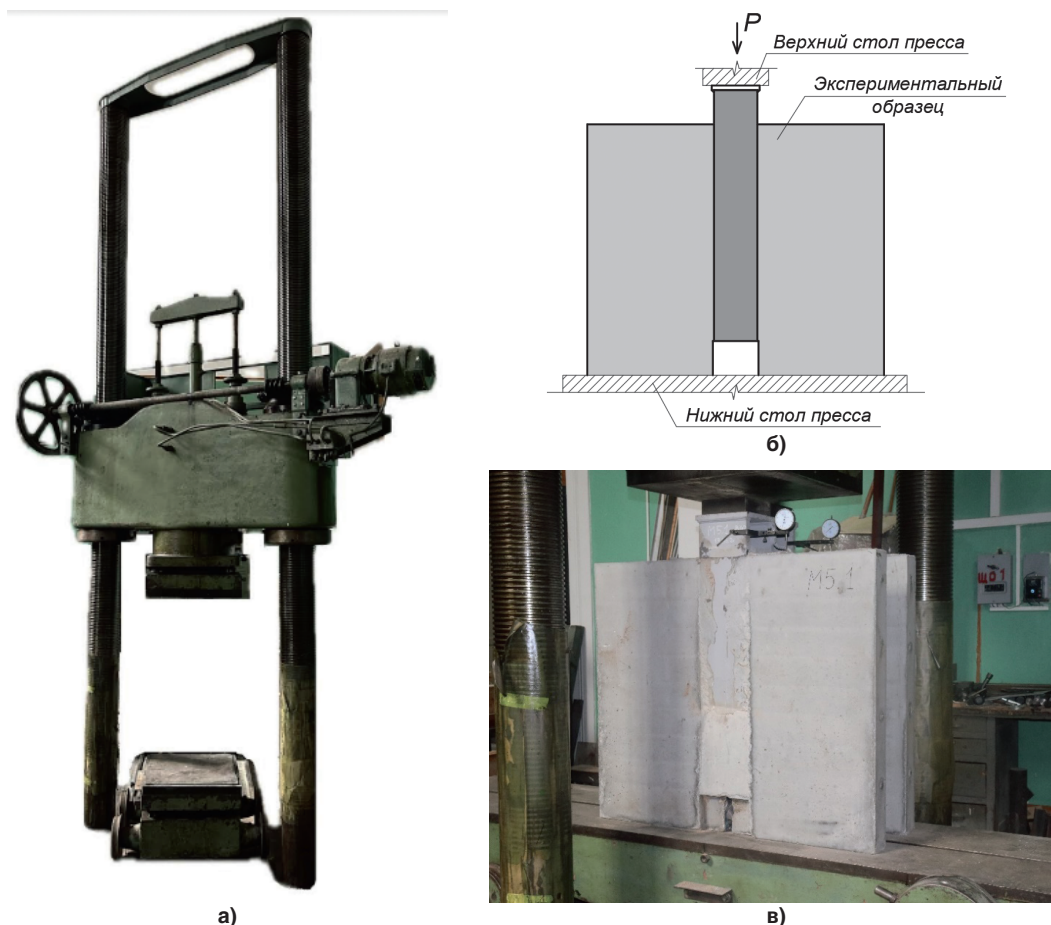


Рис. 2. Особенности испытания и нагружения: а) общий вид испытательной установки; б) схема опирания и нагружения моделей; в) общий вид модели
Fig. 2. Testing and loading features: а) general view of the test setup; б) diagram of support and loading of models; в) general view of the model

Разрушение моделей всех групп характеризовалось нарастанием вертикальных перемещений стального профиля относительно бетонных полок под воздействием внешней вертикальной нагрузки.

Разрушение моделей групп М1, М2, М3, М4, М5, в которых через отверстия в стенках двутавров были пропущены арматурные стержни, происходило в результате достижения предельных напряжений смятия в бетоне (в зоне отверстий в стенках металлического профиля), достижения предельных напряжений смятия в металле стенки двутаврового профиля и в арматурных стержнях и сопровождалось значительным смятием стенки с одновременным срезным деформированием стержней. При осмотре извлеченной из испытанных моделей стержневой арматуры выявлены существенные пластические деформации, вплоть до полного разрушения арматурного стержня (на срез) в зоне его пересечения со стенкой стального профиля. Потеря прямолинейности

стержней отмечена на расстоянии 2...10 диаметров арматуры от места пересечения стержня со стенкой профиля. Особенности разрушения стержневой арматуры представлены на рисунках 3, 4. Отмечаются значительные пластические деформации в соединении за счет работы стальных элементов конструкции объединения и самого профиля.

Разрушение моделей групп М6, М7, в которых арматурные стержни отсутствовали (но отверстия в стенке при этом были) происходило в результате потери сцепления по контактной зоне «сталь–бетон» (по контуру стального профиля, находящегося в бетоне) и последующего достижения предельных напряжений в бетоне в зоне отверстий в стенках металлического профиля. После частичного демонтажа бетонной части моделей деформации металла стенок профилей в зоне отверстий не выявлено. Особенности разрушения моделей приведены на рисунках 5, 6.



Рис. 3. Стержень-упор модели М3 (арматура $\varnothing 12$ А500С)
 Fig. 3. Reinforced concrete dowels for model M3
 (reinforcement $\varnothing 12$ А500С)



Рис. 4. Стержень-упор модели М5 (арматура $\varnothing 20$ А500С)
 Fig. 4. Reinforced concrete dowels for model M5
 (reinforcement $\varnothing 20$ А500С)



Рис. 5. Сдвиг стального профиля относительно тела бетона
 Fig. 5. Shift of the steel profile relative to the concrete body



Рис. 6. Смятие стального профиля, изгиб / срез стержня-упора
 Fig. 6. Crumpling of the steel profile, bending/cutting of the stop rod

В результате анализа экспериментальных данных выявлено, что несущая способность **существенно** зависит от: диаметра и прочности арматурного стержня, толщины стенки стального профиля, габарита и площади контакта стального профиля с бетоном, характеризующихся трением и адгезией по контакту «сталь–бетон»; и **несущественно** зависит от: диаметра отверстий в стенке, прочности бетона.

Оценка прочности соединения стали и бетона без анкерных стержней была исследована на моделях группы М6 и М7, в которых связь стального профиля с бетоном обеспечена сцеплением по границе «сталь–бетон» и наличием бетонных шпонок, образованных в отверстиях стенки двутавра. Графическая зависимость напряжений по границе контакта стали и бетона приведена на рисунке 7, где красным пунктиром отмечена нормируемая величина предельной прочности сдвига по СП 266.1325800.2016, равная 0,3 МПа. Также проводились сравнения с результатами ранее выполненных аналогичных исследований конструкций, но без отверстий в стенках двутавров [23, 24]. Как видно из рисунка, напряжения во всех рассмотренных случаях схожи и демонстрируют одинаковые закономерности в зависимости от деформации смещения, а роль шпонок при определении несущей способности моделей незначительна. Ввиду малости величин измеряемых деформаций, а также ввиду значительного разброса получаемых данных на начальных этапах деформирования, можно *условно* принять, что контактная зона «сталь–бетон» работает линейно

до достижения смещения 0,3 мм. Далее происходит постепенное разрушение контактного слоя вплоть до полного срыва контактных поверхностей. Предельным значением работы контактного слоя можно считать деформацию смещения 0,5 мм.

Главными факторами при определении несущей способности рассматриваемых сдвиговых соединений являются диаметр и прочность арматурных стержней. Прослеживается почти прямая зависимость между увеличением диаметра арматурного стержня, пропущенного сквозь отверстие, и несущей способностью модели – при изменении диаметра арматуры с 12 на 20 мм (модели М2 и М5 соответственно – рис. 8), при прочих одинаковых условиях, несущая способность соединения увеличилась почти в два раза. Увеличение несущей способности связано с тем, что стальной стержень, разрушая бетон в отверстии, вступает во взаимодействие со стенкой стального профиля (см. рис. 6), где регистрируются деформации среза арматурного стержня-упора. При этом бетон вблизи отверстия и стержня-упора разрушается и практически не участвует в работе соединения. Также на представленных графиках (рис. 8) отмечаются существенные деформации сдвига (до 40–50 мм), которые предшествуют полному разрушению модели. Это свидетельствует о высокой надежности испытанного соединения, а также о возможности использования деформированных перекрытий со связями в виде стержней-упоров при расчетах на прогрессирующее обрушение и особые сочетания нагрузок.

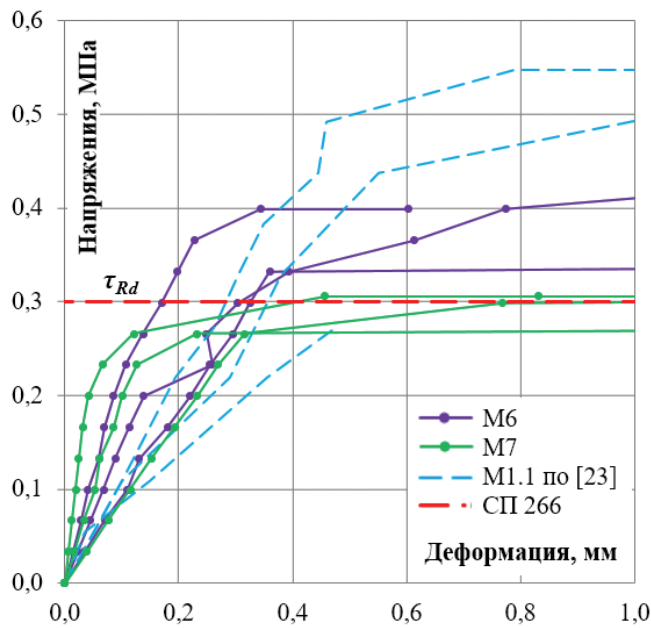


Рис. 7. Напряжения по границе контакта стали с бетоном
 Fig. 7. Stresses along the contact boundary between steel and concrete

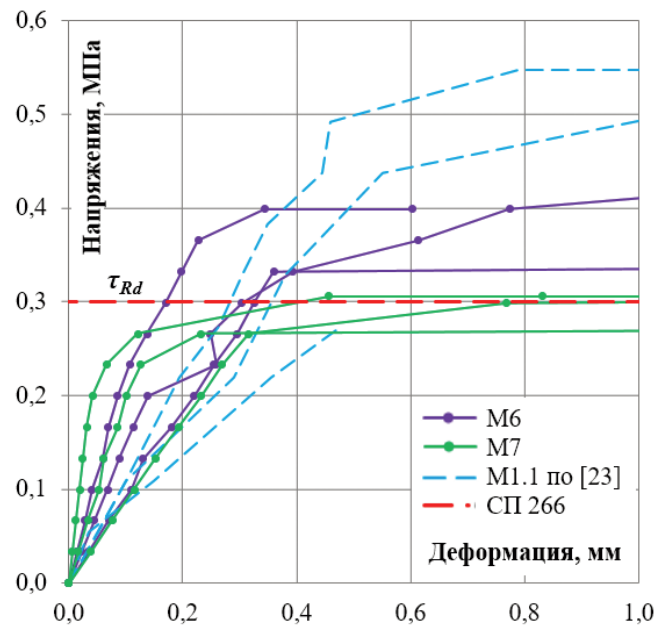


Рис. 8. Графики «нагрузка – деформация» для моделей M1...M5, имеющих различное армирование
 Fig. 8. Load-deformation curves for models M1...M5 with different reinforcement

Для детального изучения особенностей напряженно-деформированного состояния конструкций было выполнено численное моделирование в программном комплексе ATENA. Расчеты моделей выполнены методом конечных элементов с учетом нелинейного поведения материалов. Размеры сетки конечных элементов, параметры расчета были выбраны и заданы на основе решения тестовых задач. Средний размер КЭ составлял 20–30 мм, в необходимых местах было выполнено сгущение. Количество шагов приложения нагрузки было принято 20...50. Для описания работы бетона была

использована модель материала Fracture–Plastic Constitutive Model (CC3DCementitious2). Модель основана на комбинации модели разрушения при растяжении (Rankine-Fracturing Model) с моделью разрушения при сжатии материала (Menétrey-Willam). Для решения нелинейной задачи был применен пошаговый метод продолжения по длине дуги кривой деформирования (Arc-length method). Расчеты всех конструкций выполнены с учетом образования и раскрытия трещин в бетоне. Графические результаты на примере модели группы M1 представлены на рисунках 9...12.

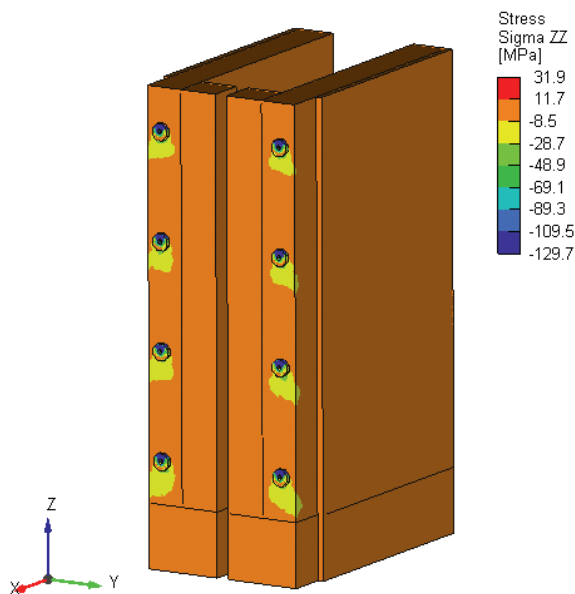


Рис. 9. Напряжения в бетоне вдоль оси Z, МПа
 Fig. 9. Stresses in concrete along the Z axis, MPa

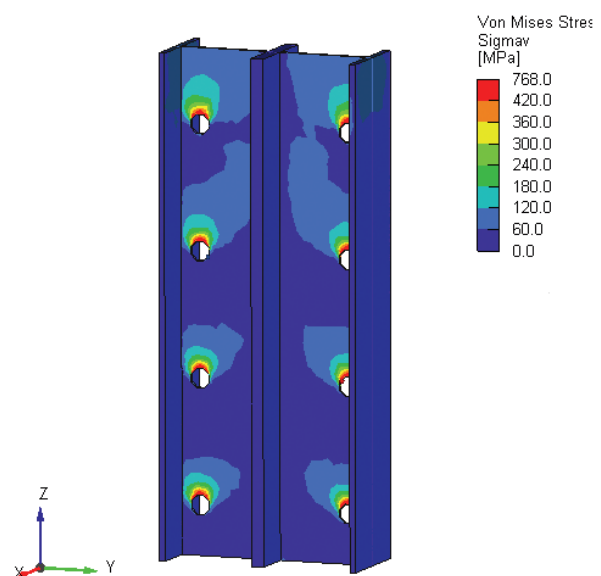


Рис. 10. Напряжения в стальном профиле, МПа
 Fig. 10. Stresses in steel profile, MPa

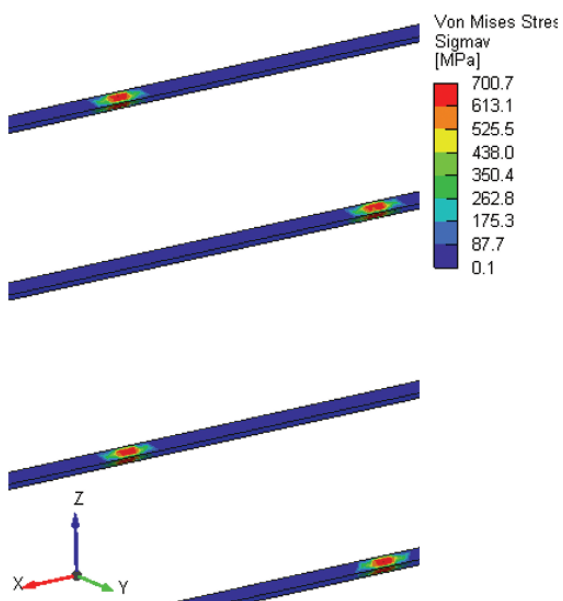


Рис. 11. Напряжения в стержнях-упорах, МПа
Fig. 11. Stresses in reinforced concrete dowels, MPa

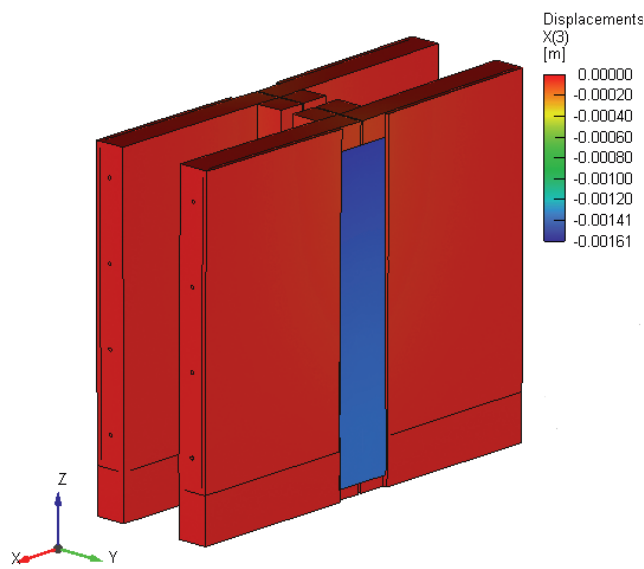


Рис. 12. Вертикальные перемещения, м
Fig. 12. Vertical displacements, m

Характерными результатами расчета являются наличие зоны концентрации напряжений в стальном профиле и арматурных стержнях в местах их пересечений, а также в окружающем их бетоне, что отчетливо

прослеживается на рисунках 9–11. Сравнение данных экспериментальных и численных исследований показало хорошую сходимость, отличие не превышает 10 %. Результаты сравнения приведены в таблице 2.

Таблица 2
Сравнение величин несущей способности, полученной экспериментальным и расчетным путями
Table 2

Comparison of the values of bearing capacity obtained experimentally and by calculation

Обозначение модели	Экспериментальная нагрузка, соответствующая точке перегиба графика «нагрузка–деформация», кН		Расчетная нагрузка МКЭ, кН	Отличие эксперимента от численных расчётов, %
	на модель	среднее для группы		
M1.1	1177,2	1046,4	998,0	4,4
M1.2	981,0			
M1.3	981,0			
M2.1	1079,1	1046,4	1125,0	7,0
M2.2	981,0			
M2.3	1079,1			
M3.1	686,7	686,7	725,0	4,8
M3.2	686,7			
M3.3	686,7			
M4.1	1275,3	1307,9	1438,0	10,1
M4.2	1373,0			
M4.3	1275,3			
M5.1	1030,0	1177,2	1276,0	8,7
M5.2	1030,0			
M5.3	1471,5			
M6.1	539,6	523,2	478,0	8,2
M6.2	539,6			
M6.3	490,5			

Обозначение модели	Экспериментальная нагрузка, соответствующая точке перегиба графика «нагрузка–деформация», кН		Расчетная нагрузка МКЭ, кН	Отличие эксперимента от численных расчётов, %
	на модель	среднее для группы		
M7.1	392,4	392,4	404,0	1,9
M7.2	392,4			
M7.3	392,4			

На основе проведённых экспериментальных и теоретических исследований выполнено формирование расчетных зависимостей для оценки несущей способности элементов объединения железобетона и стали в виде стержней-упоров в комбинированных балках. В качестве основного параметра, имеющего наибольший вклад в несущую способность изучаемого

соединения, принято произведение расчетного сопротивления стержневой арматуры на площадь стержня. На рисунке 13 представлена зависимость несущей способности конструкции от параметра $R_s A_s$ для всех испытанных моделей. Несущая способность при $R_s A_s = 0$ соответствует трению между сталью и бетоном с учетом бетонных шпонок.

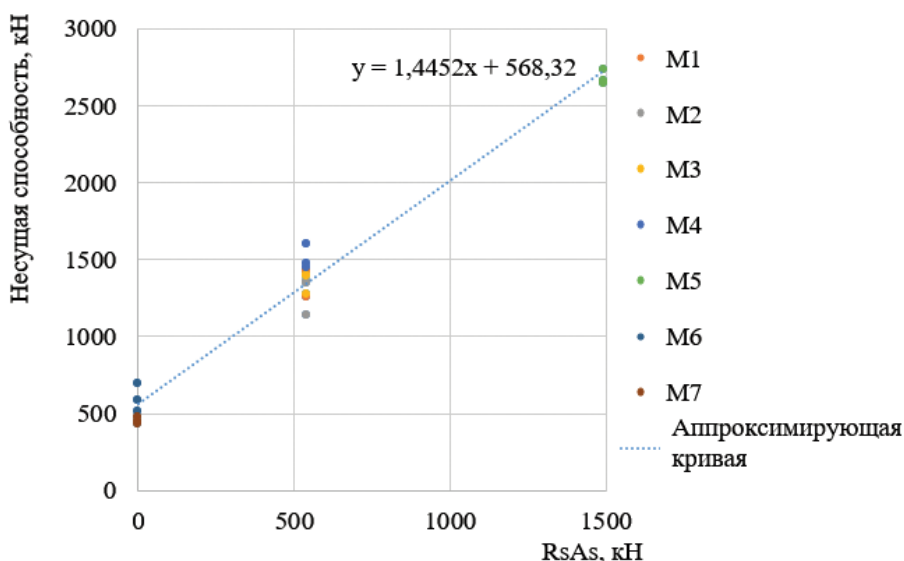


Рис. 13. Функциональная зависимость несущей способности конструкции от величины $R_s A_s$
 Fig. 13. Functional dependence of the bearing capacity of the structure on the value of $R_s A_s$

Вторым важным показателем при определении несущей способности P элемента является отношение диаметра арматурного стержня к толщине стенки профиля $d_{арм} / t_w$. Аппроксимируя полученные величины несущей способности моделей с разбивкой на группы по соотношению $d_{арм} / t_w$ получены следующие функциональные зависимости (в связи с незначительной погрешностью в запас прочности используем линейные аппроксимирующие функции) для определения несущей способности противосдвигового соединения:

$$\begin{cases} P = 1.23R_s A_s + 565 & \text{при } \frac{d_{арм}}{t_w} = 2 \dots 3,3, \\ P = 1.23R_s A_s + 589 & \text{при } \frac{d_{арм}}{t_w} = 1,0 \end{cases} \quad (2)$$

Последнее слагаемое в зависимостях (2) характеризует трение, возникающее между сталью и бетоном, а также учитывает влияние комплекса факторов, зависящих от геометрических параметров модели и

материала. Выполнено разделение последнего слагаемого в (2) на две составляющие:

- первая составляющая отвечает за несущую способность, обеспеченную за счет трения между сталью и бетоном; вычислено как произведение площади контакта на величину расчетного сопротивления сдвигу τ_{Rd} (графики с экспериментальными значениями соответствующих напряжений приведены на рисунке 7); принято $\tau_{Rd} = 0,3$ МПа согласно п. 9.2.2.3 СП266.1325800.2016;

- вторая составляющая учитывает влияние прочности бетона (R_b), толщины стенки стального профиля (t_w) и диаметр отверстий в стенке ($d_{отв}$); вычислено посредством перемножения указанных величин ($R_b t_w d_{отв}$) и введением дополнительного эмпирического коэффициента, позволяющего более точно описать данные экспериментов; аналогичный подход применен авторами работы [9].

Итоговая формула для вычисления несущей способности P исследуемых экспериментальных моделей имеет вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 1.23R_s A_s + 2\tau_{Rd}(h_w + b_f - t_w) + 5,27R_b t_w d_{отв} \\ \text{при } \frac{d_{арм}}{t_w} = 2 \dots 3,3, \\ P = 1.23R_s A_s + 2\tau_{Rd}(h_w + b_f - t_w) + 11,89R_b t_w d_{отв} \\ \text{при } \frac{d_{арм}}{t_w} = 1,0 \end{array} \right. \quad (3)$$

При формировании расчетной зависимости для включения в нормативные документы была учтена неравномерность эпюры сдвигающих напряжений вдоль оси изгибаемого элемента и сглажены значительные разбросы экспериментальных коэффициентов, учитывающих влияние прочности бетона, толщи-

ны стенки стального профиля и диаметр отверстий в стенке. Несущую способность единичного противосдвигового упора, работающего в составе изгибаемой конструкции, с учетом сдвиговых усилий в зоне контакта между сталью и бетоном следует определять по формуле:

$$P = \frac{1.23R_s A_s}{\gamma_1} + \frac{\tau_{Rd}(2h_w + b_f - t_w + 2b_1)}{\gamma_2} c + \frac{6R_b t_w d_{отв}}{\gamma_3} \text{ при } \frac{d_{арм}}{t_w} = 1,0 \dots 2,7 \quad (4)$$

где R_s – расчетное сопротивление стержневой арматуры (противосдвигового упора) на растяжение, кН/м², A_s – площадь арматурного стержня (противосдвигового упора), м², $\gamma_1 = 1,15$, $\gamma_2 = 2,5$, $\gamma_3 = 1,3$; τ_{Rd} – расчетное сопротивление сдвигу согласно п. 9.2.2.3 СП266, кН/м², c – шаг стержней (противосдвиговых упоров), пропущенных сквозь отверстия, м, R_b – расчетное сопротивление бетона на сжатие, кН/м², b_f – ширина верхней полки стального двутаврового профиля; t_w – толщина стенки стального двутаврового профиля, м, h_w – высота стенки стального двутаврового профиля, м, $d_{отв}$ – диаметр отверстия в стенке стального двутав-

рового профиля, м, $R_b t_w d_{отв}$, [кН/м²*м*м], b_1 – расстояние от стенки двутаврового профиля до торца профилированного настила, м. В случае если $b_1 > \frac{b_f - t_w}{2}$, то в формуле (4) следует принимать $b_1 = \frac{b_f - t_w}{2}$.

Общий вид сечения сталежелезобетонной балки с применением в качестве противосдвиговых упоров арматурных стержней, пропущенных через отверстия в стенке стального профиля, а также геометрические характеристики сечения, используемые в формуле (4), показаны на рисунке 14.

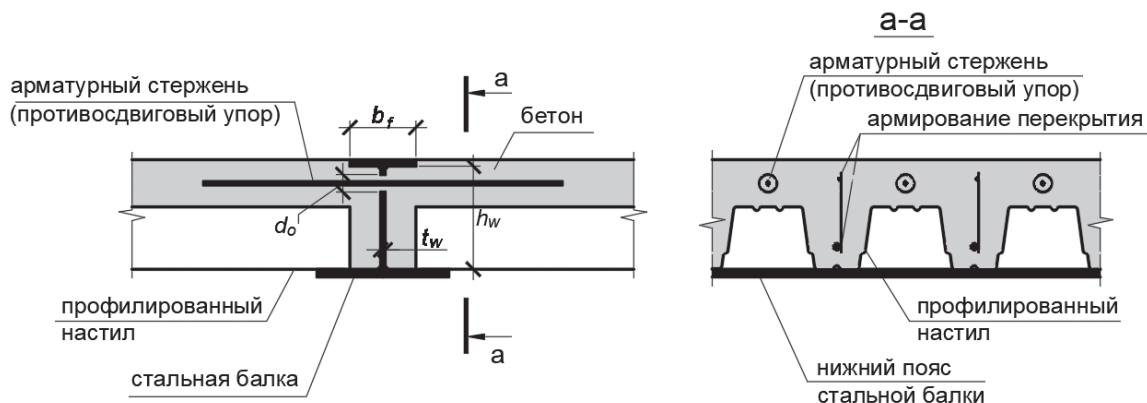


Рис. 14. Общий вид сечения сталежелезобетонной балки с применением стержней-упоров, пропущенных через отверстия в стенке стального профиля

Fig. 14. General view of the section of a steel-reinforced concrete beam using reinforced concrete dowels passed through holes in the wall of the steel profile

Выводы

1. Рассмотрена и проанализирована нормативно-техническая литература по расчету сдвиговых соединений, в виде пропущенных через отверстия в стенках стальных двутавровых профилей арматурных стержней (стержней-упоров). Рассмотрены предпосылки Изменения № 4 к СП 266.1325800.2016, содержащего новые требования по проектированию и расчету конструкций объединения комбинированных

балок с монолитной плитой посредством арматурных стержней-упоров.

2. Проведены испытания моделей на сдвиг в количестве 21 шт. Выполнен анализ экспериментальных данных и сопоставление с результатами, полученными расчетным путем. Получена хорошая сходимость, отличие не превышает 10 %.

3. По результатам анализа и обобщения экспериментальных, численных и теоретических расчетов

предложена расчетная формула для определения несущей способности элементов объединения железобетона и стали в виде арматурных стержней-упоров в комбинированных балках.

4. Изученные стержни-упоры в составе сталежелезобетонных перекрытий позволяют надежно объединять стальную и железобетонную части составной конструкции. Соединение работает на сдвиг и воспринимает существенные нагрузки вплоть до деформаций смещения 40–50 мм, что позволяет рекомендовать их работу к учету при расчете конструкций на прогрессирующее обрушение и особых сочетаниях нагрузок.

Список литературы

1. Friberg B.F. Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, 1938, pp.1809–1828.
2. Rasmussen B.H. The Carrying Capacity of Transversely Loaded Bolts and Dowels Embedded in Concrete. *Bygningstatiske Meddelelser*, 1963, pp. 39–56.
3. Tanaka Y., Murakoshi Y. Reexamination of Dowel Behavior of Steel Bars Embedded in Concrete. *American Concrete Institute (ACI) Structural Journal*, 2011, pp. 659–679.
4. Dulacska H. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. *Journal of the American Concrete Institute (ACI)*, 1972, pp. 654–757.
5. Sorensen J.H., Hoang L.C., Olesen J.F., Fischer G. Testing and modeling dowel and catenary action in rebars crossing shear joints in RC. *Engineering Structures*, 2017, pp. 234–245. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.05.020>
6. Huo B.Y., D'Mello C. Push-out tests and analytical study of shear transfer mechanisms in composite shallow cellular floor beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2013, pp. 191–205. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.05.007>
7. Toi Limazie, Shiming Chen. Effective Shear Connection for Shallow Cellular Composite Floor Beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, vol. 128, pp. 772–778. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.10.010>
8. Toi Limazie, Shiming Chen. FE modeling and numerical investigation of shallow cellular composite floor beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2016, vol. 119, pp. 190–201. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.12.022>
9. Braun M. Investigation of the Load-Bearing Behaviour of CoSFB-Dowels: DISSERTATION Defence held on 11/06/2018 in Luxembourg – Luxembourg, 2018. 206 p. Available at: <https://hdl.handle.net/10993/36873>
10. Braun M., Hechler O., Obiala R. et al. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. Anwendung von tiefliegenden Betondubeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB. *Stahlbau*, 2014, vol. 83, pp. 741–749. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.201410204>
11. Braun M. Anwendung von tiefliegenden Betondubeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB. *Stahlbau*, 2014, vol. 83, pp. 302–308. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.201410154>.
12. Therese Sheehan, Xinghe Dai, Kan Zhou. Flexural behaviour of composite slim floor beams. *Structures*, 2019, vol. 21, pp. 22–32. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.06.021>
13. Dai X., Lam D., Sheehan T., Yang J., Zhou K. Effect of dowel shear connector on performance of slim-floor composite shear beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2020, vol. 173, no. 2, p. 106243. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106243>
14. Ahmed I.M., Tsavdaridis K.D. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, vol. 155, pp. 286–300. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.01.007>.
15. Hicks S.J., Lawson R.M. Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. Bracknell: Steel Construction Institute. 2003. 102 p. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.23890.35529>
16. Toi Limazie, Shiming Chen. Composite slim floor beams with innovative shear connections. *ICE Proceedings Structures and Buildings*, 2017, vol. 171, pp. 29–37. DOI: <https://doi.org/10.1680/jstbu.16.00171>
17. Braun M., Obiala R., Schäfer M. Tragverhalten von CoSFB-Dübeln. *Stahlbau*, 2019, vol. 88, pp. 642–652. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.201900036>.
18. Hechler O., Braun M., Obiala R., Kuhlmann U., Florian Eggert, Hauf G. CoSFB-Composite Slim-Floor Beam: Experimental Test Campaign and Evaluation. *International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*. North Queensland, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1061/9780784479735.013>
19. Braun M., Hechler O., Birarda V. 140 m² Column Free Space due to Innovative Composite Slim Floor Design. *9th International Conference on Steel Concrete Composite and Hybrid Structures*. Naples, Italy, 2009. 6 p.
20. Hanswille G., Schäfer M. Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. *Stahlbau*, 2007, vol. 76, no. 11, pp. 845–854. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.200710090>
21. Peikko [website]. DELTABEAM with steel decking: a perfect match for lightweight slim floor structure. URL: <https://www.peikko.com/reference/hannamdong-sales-facility/>
22. Феоктистов А.Л. Анализ результатов международных исследований стержней-упоров из арматуры в комбинированных балках // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2025. Т. 319. № 2. С. 54–63. DOI: <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2025.2.54.63>.
23. Конин Д.В. Напряжения и сдвиг сталежелезобетонных перекрытий со сборными элементами и стальными балками // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*

тета. 2023. Т. 25. № 4. С. 98–115. DOI: <https://doi.org/10.31675/1607-1859-2023-25-4-98-115>

24. Конин Д.В., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А., Ртищева И.В., Рожкова Л.С. Работа сборных перекрытий с частично обетонированными стальными балками // *Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции*. 2023. Т. 108. № 4. С. 19–32. DOI: <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-108-4-19-32>.

References

- Friberg B.F. Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. American Society of Civil Engineers (ASCE), 1938, pp.1809–1828.
- Rasmussen B.H. The Carrying Capacity of Transversely Loaded Bolts and Dowels Embedded in Concrete. *Bygningstatistiske Meddelelser*, 1963, pp. 39–56.
- Tanaka Y., Murakoshi Y. Reexamination of Dowel Behavior of Steel Bars Embedded in Concrete. *American Concrete Institute (ACI) Structural Journal*, 2011, pp. 659–679.
- Dulacska H. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. *Journal of the American Concrete Institute (ACI)*, 1972, pp. 654–757.
- Sorensen J.H., Hoang L.C., Olesen J.F., Fischer G. Testing and modeling dowel and catenary action in rebars crossing shear joints in RC. *Engineering Structures*, 2017, pp. 234–245. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.05.020>
- Huo B.Y., D'Mello C. Push-out tests and analytical study of shear transfer mechanisms in composite shallow cellular floor beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2013, pp. 191–205. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.05.007>
- Toi Limazie, Shiming Chen. Effective Shear Connection for Shallow Cellular Composite Floor Beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, vol. 128, pp. 772–778. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.10.010>
- Toi Limazie, Shiming Chen. FE modeling and numerical investigation of shallow cellular composite floor beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2016, vol. 119, pp. 190–201. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.12.022>
- Braun M. Investigation of the Load-Bearing Behaviour of CoSFB-Dowels: DISSERTATION Defence held on 11/06/2018 in Luxembourg – Luxembourg, 2018. 206 p. Available at: <https://hdl.handle.net/10993/36873>
- Braun M., Hechler O., Obiala R. et al. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. Anwendung von tiefliegenden Betondubeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB. *Stahlbau*, 2014, vol. 83, pp. 741–749. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.201410204>
- Braun M. Anwendung von tiefliegenden Betondubeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB. *Stahlbau*, 2014, vol. 83, pp. 302–308. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.201410154>.
- Therese Sheehan, Xinghe Dai, Kan Zhou. Flexural behaviour of composite slim floor beams. *Structures*, 2019, vol. 21, pp. 22–32. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.06.021>
- Dai X., Lam D., Sheehan T., Yang J., Zhou K. Effect of dowel shear connector on performance of slim-floor composite shear beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2020, vol. 173, no. 2, p. 106243. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106243>
- Ahmed I.M., Tsavdaridis K.D. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, vol. 155, pp. 286–300. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.01.007>.
- Hicks S.J., Lawson R.M. Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. Bracknell: *Steel Construction Institute*. 2003. 102 p. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.23890.35529>
- Toi Limazie, Shiming Chen. Composite slim floor beams with innovative shear connections. *ICE Proceedings Structures and Buildings*, 2017, vol. 171, pp. 29–37. DOI: <https://doi.org/10.1680/jstbu.16.00171>
- Braun M., Obiala R., Schafer M. Tragverhalten von CoSFB-Dübeln. *Stahlbau*, 2019, vol. 88, pp. 642–652. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.201900036>.
- Hechler O., Braun M., Obiala R., Kuhlmann U., Florian Eggert, Hauf G. CoSFB-Composite Slim-Floor Beam: Experimental Test Campaign and Evaluation. *International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1061/9780784479735.013>
- Braun M., Hechler O., Birarda V. 140 m² Column Free Space due to Innovative Composite Slim Floor Design. *9th International Conference on Steel Concrete Composite and Hybrid Structures*. Naples, Italy, 2009. 6 p.
- Hanswille G., Schäfer M. Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. *Stahlbau*, 2007, vol. 76, no. 11, pp. 845–854. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.200710090>
- Peikko [website]. DELTABEAM with steel decking: a perfect match for lightweight slim floor structure. URL: <https://www.peikko.com/reference/hannamdong-sales-facility/>
- Feoktistov A.L. Analysis of international testing experience of reinforced concrete dowels in composite beams. *Stroitel'naya mehanika i raschet soorusheniy [Structural mechanics and calculation of structures]*, 2025, no. 2 (319), pp. 54–63. (In Russian).
- Konin D.V. Stress and shear of steel reinforced floors with prefabricated units and steel beams. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture*, 2023, vol. 25, no. 4, pp. 98–115. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31675/1607-1859-2023-25-4-98-115>.
- Konin D.V., Krylov A.S., Kaprielov S.S., Chilin I.A., Rtsheva I.V., Rozhkova L.S. Bearing capacity of pre-

cast floor slabs with partially concreted steel beams. Theory of engineering structures. *Building structures*, 2023, vol. 108, no. 4, pp.19–32. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-108-4-19-32>.

Информация об авторах / Information about the authors

Дмитрий Валерьевич Бережной, доктор физико-математических наук, доцент, профессор кафедры «Теоретическая механика», ФГБОУ ВО «Казанский (Приволжский) федеральный университет», г. Казань
e-mail: [bereznoi.dmitri@mail.ru](mailto:berezhnoi.dmitri@mail.ru)

Dmitrii V. Bereznoi, Doctor of Physics and Mathematics, Associate Professor, Professor of the Department of Theoretical Mechanics, Federal State Autonomous Educational Institution of Higher Education «Kazan (Volga Region) Federal University», Kazan
e-mail: bereznoi.dmitri@mail.ru

Денис Владимирович Конин, доктор технических наук, заместитель директора по научной работе, заведующий лабораторией высотных зданий и сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва
e-mail: konden@inbox.ru

Denis V. Konin, Dr. Sci. (Engineering), Deputy Director of Scientific Work, Head of Laboratory of High-Rise Buildings and Structures, JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow
e-mail: konden@inbox.ru

Алексей Сергеевич Крылов*, кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории высотных зданий и сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва
e-mail: kryl07@mail.ru

Alexey S. Krylov*, Candidate of Technical Sciences, Leading Researcher of Laboratory of High-Rise Buildings and Structures, JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow
e-mail: kryl07@mail.ru

Александр Львович Феоктистов, ведущий эксперт, ПАО «Северсталь», 162608, Череповец, ул. Мира, д. 30
e-mail: al.feoktistov@severstal.com

Aleksandr L. Feoktistov, Lead Expert, Severstal PJSC, 162608, Cherepovets, Mira St. 30, Russian Federation
e-mail: al.feoktistov@severstal.com

Дарья Владимировна Морозова, младший научный сотрудник лаборатории комбинированных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва
e-mail: moroz_dk@mail.ru

Dariia V. Morozova, Junior Researcher of Laboratory of combined structures, JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow
e-mail: moroz_dk@mail.ru

Мария Игоревна Воропаева, младший научный сотрудник лаборатории Комбинированных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва
e-mail: mashavoropaeva00@gmail.com

Mariia I. Voropaeva, Junior Researcher of Laboratory of combined structures, JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow
e-mail: mashavoropaeva00@gmail.com

Ксения Владимировна Морозова, младший научный сотрудник лаборатории Комбинированных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва
e-mail: ms.ksenia.morozova@mail.ru

Kseniia V. Morozova, Junior Researcher of Laboratory of combined structures, JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow
e-mail: ms.ksenia.morozova@mail.ru

*Автор, ответственный за переписку/Corresponding author