

Д.В. КОНИН¹, А.С. КРЫЛОВ¹, С.С. КАПРИЕЛОВ², И.А. ЧИЛИН²,
И.В. РТИЩЕВА¹, Л.С. РОЖКОВА¹

¹ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

²НИИЖБ А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

РАБОТА СБОРНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ЧАСТИЧНО ОБЕТОНИРОВАННЫМИ СТАЛЬНЫМИ БАЛКАМИ

Аннотация. Рассмотрены вопросы современного строительства с применением сборных железобетонных плит перекрытий в составе комбинированных конструкций. Дано обоснование выбранной темы исследования. Представлено подробное описание и особенности экспериментальных моделей исследуемых конструкций, материалов и их характеристик. Приведены особенности опирания и нагружения моделей. Проведен анализ результатов, полученных при испытаниях призм на сдвиг, и моделей сталежелезобетонных балок и полноразмерных фрагментов перекрытий на изгиб. Представлены общие виды и характер разрушения моделей, сформирована таблица разрушающих нагрузок. Приведены графики зависимости перемещений и напряжений в элементах конструкции от величины внешней нагрузки. Проведена оценка существующих методик расчета, их сравнение с результатами эксперимента. Дана оценка эффекта частичного обетонирования стальных двутавровых балок в составе сложной сборной сталежелезобетонной конструкции и его влияние на несущую способность.

Ключевые слова: бетон, сталь, сталежелезобетонная конструкция, стержневая арматура, сборный элемент.

D.V. KONIN¹, A.S. KRYLOV¹, S.S. KAPRIELOV², I.A. CHILIN²,
I.V. RTISCHEVA¹, L.S. ROZHKOVA¹

¹TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia

²NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia

BEARING CAPACITY OF PRECAST FLOOR SLABS WITH PARTIALLY CONCRETED STEEL BEAMS

Abstract. The issues of modern construction with the use of precast reinforced concrete slabs as part of composite steel and concrete structures are considered. The rationale for the chosen research topic is given. The description and features of experimental models of the studied structures, materials and their characteristics are presented. The features of the support and loading of the models are given. The analysis of the results of testing prisms for shear and models of composite steel and concrete beams and full-sized of composite steel and concrete slabs for bending is carried out. The types and nature of the destruction of models are presented, a table of destructive loads is formed. Graphs of displacements and stresses in structural elements are given. The evaluation of the existing calculation methods, their comparison with the experimental results is given. An assessment of the effect of partial concreting of steel I-beams as part of prefabricated composite steel and concrete structure and its effect on the load-bearing capacity is given.

Keywords: concrete, steel, composite steel and concrete structure, bar reinforcement, precast structure.

Введение

Одним из главных достоинств стальных конструкций является скорость строительства. При строительстве многоэтажных гражданских зданий и промышленных сооружений, как правило, используются монолитные конструкции перекрытий, в том числе при объединении стали и железобетона в единую композитную конструкцию.

© Конин Д.В., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А., Ртищева И.В., Рожкова Л.С., 2023

Сборные железобетонные плиты (настилы) перекрытий, как правило, не объединяют со стальными балками. Сборные элементы в таких случаях выполняют роль распределительной конструкции и не участвуют в работе стальных балок. В мостостроении существуют сложные узлы объединения сборной железобетонной конструкции со стальной на болтах или на сварке через закладные детали. Такие способы объединения не имеют экономического смысла при незначительных сдвигающих нагрузках по шву «сталь – сборный железобетон», малых пролетах конструкций (до 20 м), которые характерны для гражданских многоэтажных зданий и конструкций настилов промышленных этажерок. Поэтому поиск рационального способа объединения и выявление особенностей работы композитной сталежелезобетонной конструкции с использованием сборных железобетонных плит (настилов) является чрезвычайно актуальной задачей. С одной стороны, использование сборных настилов и стальных балок повышает индустриальность строительства, с другой – создание композитной сталежелезобетонной конструкции повышает эффективность ее работы, увеличивает ее жесткость, снижает расход стали на 10-15%.

Необходимость проведения работы обусловлена отсутствием в действующих нормативно-технических документах СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» четких указаний по конструированию и расчетам сталежелезобетонных конструкций, состоящих из сборных элементов с применением многопустотных плит перекрытий. Цель работы – на основании проведенных испытаний оценить действительную работу сталежелезобетонных конструкций, запроектированных с использованием сборных элементов.

На основе анализа научно-технической литературы, в том числе на основе международных исследований и опыта применения рассматриваемых конструкций, выполнена оценка существующих решений по конструированию и расчетам сборных сталежелезобетонных конструкций с применением многопустотных плит перекрытий. Наиболее показательными являются документы [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 13, 14, 16, 17, 18], где довольно полно описаны и рассмотрены различные варианты компоновки узлов конструкций. В отдельных работах авторами проведены значительные экспериментальные [1, 2, 9, 14] и численные [10, 11, 12, 15, 16] исследования. Общим конструктивным решением для всех рассмотренных публикаций является необходимость выполнения частичной расшивки пустот в плитах с последующей установкой стержневой арматуры и омоноличиванием для обеспечения совместной работы конструкций, причем это отмечено для всех вариантов компоновки узла стыковки плит с металлическими балками – при опирании плит на верхнюю полку двутавра, на нижнюю полку, либо на столик, расположенный в центральной части профиля. Также общей особенностью изучаемых конструкций является то, что стальная балка, как правило, обетонируется не полностью: необетонированным может быть как нижний пояс балки, так и пояс с нижней частью стенки. Конструкции с частичным обетонированием в РФ изучены достаточно слабо [18, 19], а нормы (СП 266.1325800.2016, СП 63.13330.2014) предписывают достаточно консервативные конструктивные требования к защитным слоям, процентам армирования и т.д. С целью максимального упрощения узла соединения стали и железобетонного настила, выявления действительной работы частично обетонированных композитных конструкций проведены экспериментальные исследования, описанные ниже.

Модели и методы

В рамках работы были проведены испытания малогабаритных моделей (призм и балок), а также полномасштабных моделей перекрытий с применением сборного железобетона. Модели разделены на три группы. 1-ая группа моделей (группа М1, 9 шт.) представлена сталежелезобетонными призмами (см. рисунок 1), которые образованы путем частичного обетонирования стального профиля – бетонная часть модели расположена внутри контура двутавра, ограниченного полками и стенкой. Длина моделей 670 мм, поперечное сечение – прямоугольное размером 194x150 мм. Поперечное сечение стального сердечника – двутавр 20Ш1 по ГОСТ Р 57837-2017. Материал сердечника – сталь С255. Бетон моделей – класса по прочности на сжатие В30. На стенке стального двутавра моделей М1.2, М1.3

предусмотрена установка 8-ми гибких упоров из арматурной стали d10 класса А500С (длина 50 мм). Бетон моделей М1.3 армирован стержневой арматурой d10 класса А500С. Поперечная арматура – d10 класса А500С. Данная группа моделей М1 испытывается для установления действительной работы на сдвиг по шву «сталь – железобетон» без анкерных устройств и с ними.

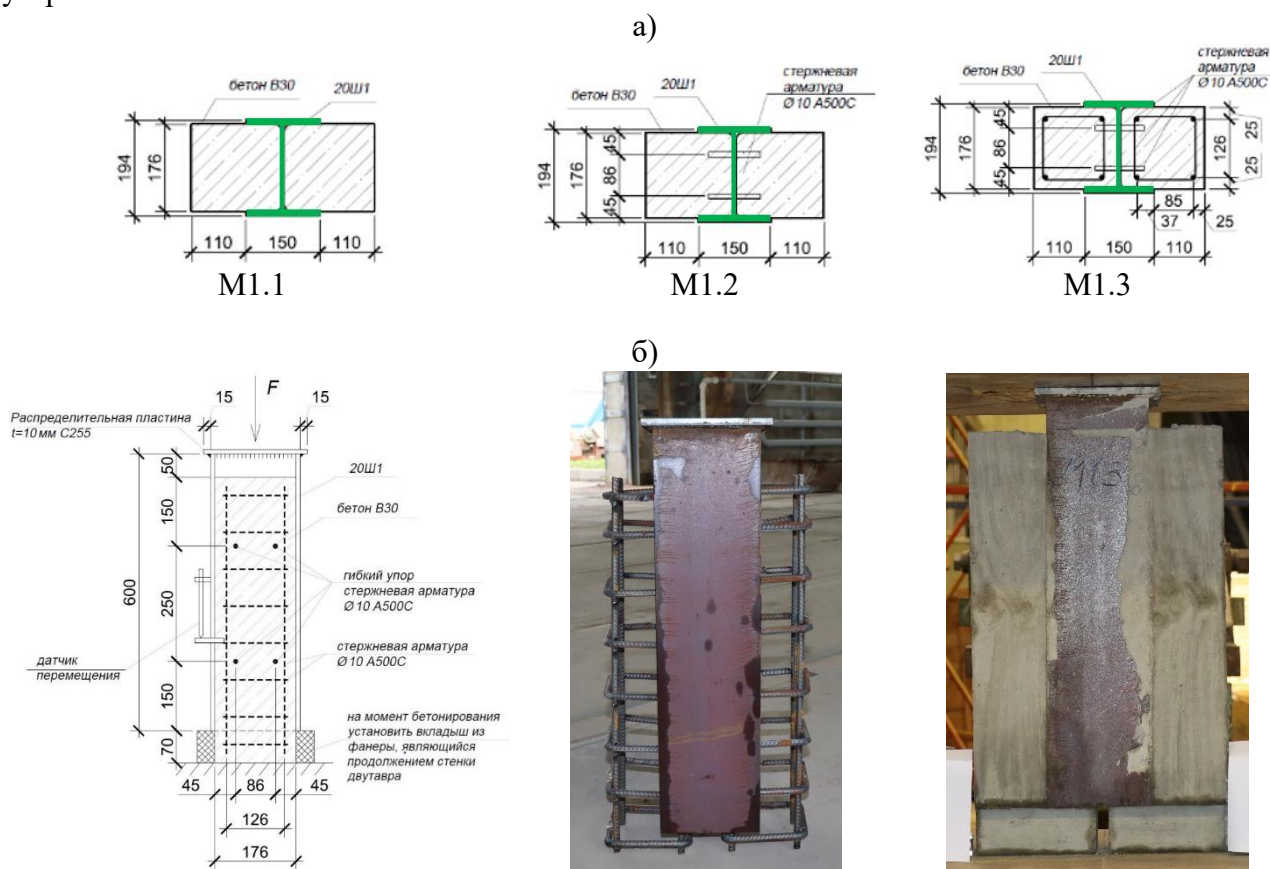


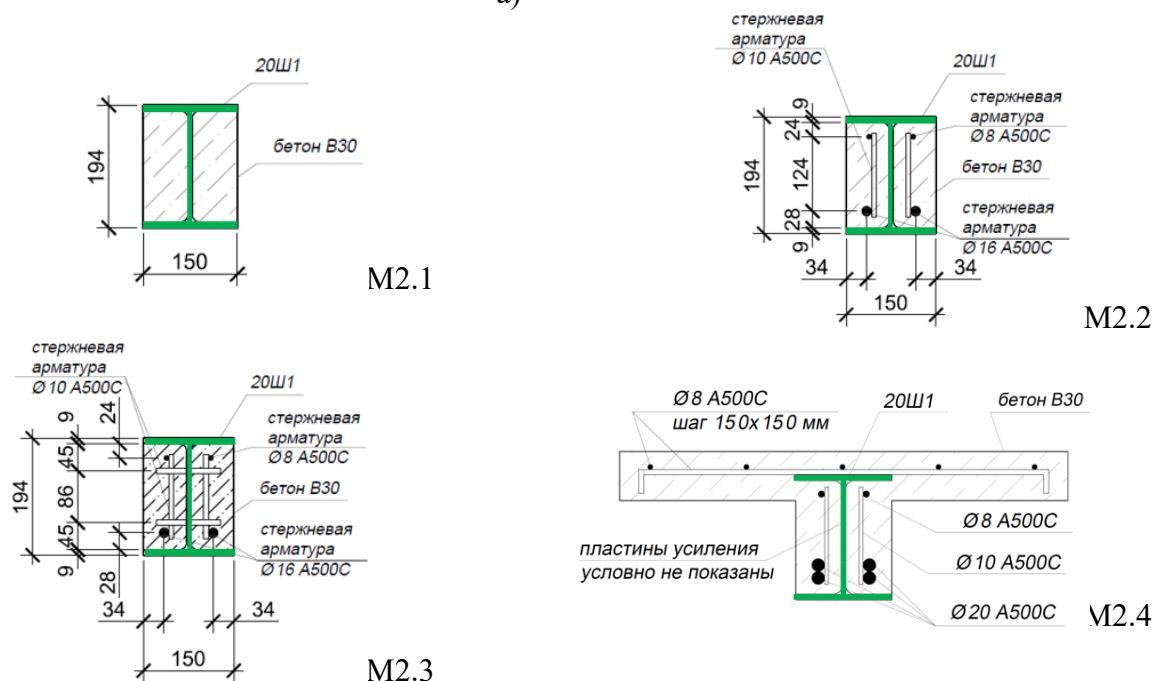
Рисунок 1 – Модели группы М1: а) поперечные сечения; б) общий вид моделей

2-ая группа моделей (группа М2, 12 шт.) представлена сталежелезобетонными балками (см. рисунок 2), которые образованы путем частичного обетонирования стального профиля – бетонная часть модели расположена внутри контура двутавра, ограниченного полками и стенкой. Длина моделей 3 м, поперечное сечение – прямоугольное размером 194x150 мм и тавровое с полкой в сжатой зоне. Поперечное сечение стального сердечника – двутавр 20Ш1 по ГОСТ Р 57837-2017. Материал сердечника – сталь С255. Бетон моделей – класса по прочности на сжатие В30. На стенке стального двутавра в моделях М2.3 предусмотрена установка гибких упоров из арматурной стали d10 класса А500С (длина 50 мм, шаг 250 мм по высоте). Бетон моделей М2.2, М2.3, М2.4 армируется стержневой арматурой d8, d10, d16, d20 класса А500С. Поперечная арматура – d10 класса А500С. Полка тавровой балки М2.4 армируется сеткой из арматуры d8 класса А500С с шагом 150x150 мм. Ширина полки бетона тавровой балки 700 мм, толщина полки – 76 мм, защитный слой между поверхностью бетона и верхней полкой стальной балки – 36 мм. Контактная поверхность между сталью и бетоном в группе М1 и М2 не подвергалась какой-либо специальной очистке от окалины и ржавчины. Удалению подвергались только грубые загрязнения в виде масла, пыли и грязи.

3-ая группа моделей (группа М3, 4 шт.) представлена полноразмерными фрагментами сталежелезобетонных перекрытий двух видов (см. рисунок 3, 4), образованных железобетонными преднапряжёнными многпустотными плитами толщиной 160 мм, уложенными на стальные балки. Совместная работа стальных балок и плит достигается за счет сил трения, а также посредством установки дополнительных конструкций объединения

(прижимных уголков) и устройством монолитных участков в узлах примыкания элементов. Длина стальных балок 6 м, поперечное сечение – двутавр (прокатные профили 30Б1 по ГОСТ Р 57837-2017 и сварные из листа). Материал двутавров – сталь С255, С345. Многупустотные плиты длиной 5 м из бетона класса по прочности на сжатие В35. Для заполнения швов между плитами и омоноличивания участков пустот применена самоуплотняющаяся бетонная смесь на мелком заполнителе фракции 5-10 класса по прочности на сжатие В40.

а)



б)



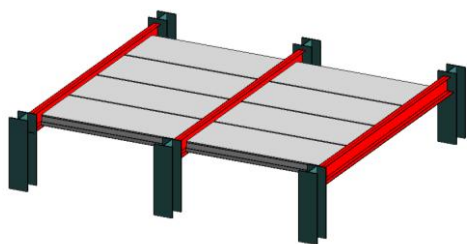
в)



Рисунок 2 – Модели группы М2:

а) поперечные сечения моделей М2.1...М2.4; б) общий вид моделей М2.1... М2.3; в) общий вид моделей М2.4

а)



б)

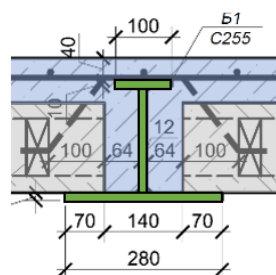


Рисунок 3 – Схема и модели группы 3 (М3.1) со сварной балкой:

а) общий вид конструкций (схема); б) узел примыкания сборных плит к металлическим балкам

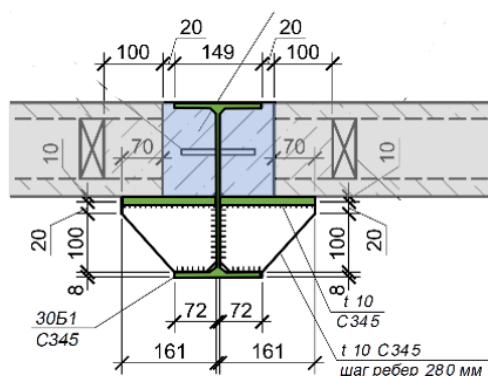


Рисунок 4 – Схема и узел примыкания сборных плит к металлическим балкам модели группы 3 (М3.2) с прокатной балкой

Совместная работа плит перекрытий между собой обеспечена посредством устройства монолитных шпонок. Для обеспечения совместной работы железобетонных плит со стальными балками выполнена установка упорных уголков для крайних плит для предотвращения горизонтальных смещений в процессе нагружения (см. рисунок 5), а также выполнено частичное омоноличивание пустот в плитах на глубину 100-150 мм от торца плиты. Также для каждой партии заливки моделей (М1, М2, М3) бетона было подготовлено по 3 образца-куба со стороной 10 см для определения прочностных характеристик материала на момент испытания для последующего анализа и численного моделирования.

Для изготовления моделей перекрытий, балок и призм применялась модифицированная самоуплотняющаяся бетонная смесь марки БСТ В40 РК2 F₁ 300 W16 ГОСТ Р 59714-2021. Бетонная смесь имела высокую связность, нерасслаиваемость и подвижность, определенную по расплыву конуса 66-75 см. Бетонирование моделей М1 выполнялось в вертикальном положении в опалубке из фанеры, моделей балок М2 – в горизонтальном положении, перекрытий М3 – по месту сборки моделей.

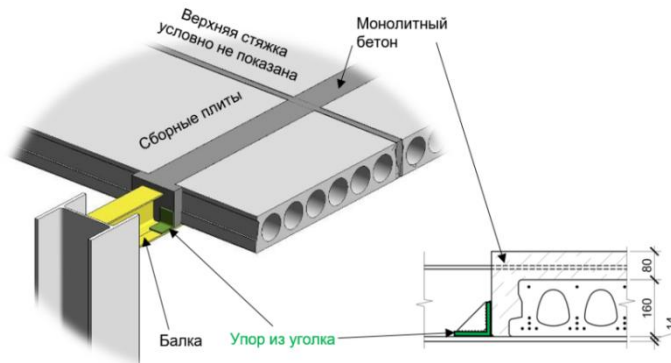


Рисунок 5 – Схема опорного узла экспериментальных моделей группы 3

Для обеспечения достоверности результатов испытания проводились в два этапа. 1 этап: испытание образцов стали двутавровых балок по ГОСТ 1497-84 «Металлы. Методы испытаний на растяжение», а также стержневой арматуры. Анализ данных о прочности материалов и диаграмм деформирования для выполнения теоретических расчетов. 2 этап (основной): испытание моделей групп М1, М2 и М3 с учетом положений ГОСТ 8829-2018 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости». Испытания контрольных образцов-кубов проведены одновременно с испытаниями соответствующих моделей в соответствии с ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам». Нагружение производилось поэтапно ступенями не более 10% от контрольной нагрузки по прочности, на каждой ступени осуществлялась выдержка модели.

Испытания малогабаритных моделей группы М1, М2 выполнены на сдвиг и на чистый изгиб соответственно (см. рисунок 6 а, б) на гидравлических тарированных прессах ИПС-1000 и ПММ-1000 (MAN1000), моделирующих осевую нагрузку до 1000 тс. Перед нагружением моделей производилась выверка нагрузочных приспособлений относительно заранее нанесенных разметочных рисок на поверхности конструкции. Чистый изгиб в балках моделировался путем приложения нагрузки в 1/3 и 2/3 пролета (см. рисунок 6 б). Шарнирное опирание балок было обеспечено посредством их установки на инвентарные шарнирно – подвижные опоры каткового типа.

Испытания полноразмерных фрагментов конструкции группы М3 выполнены на силовом полу. Нагрузка прикладывалась равномерно по всей площади конструкции посредством размещения штучных калиброванных грузов – рисунок 6 в.

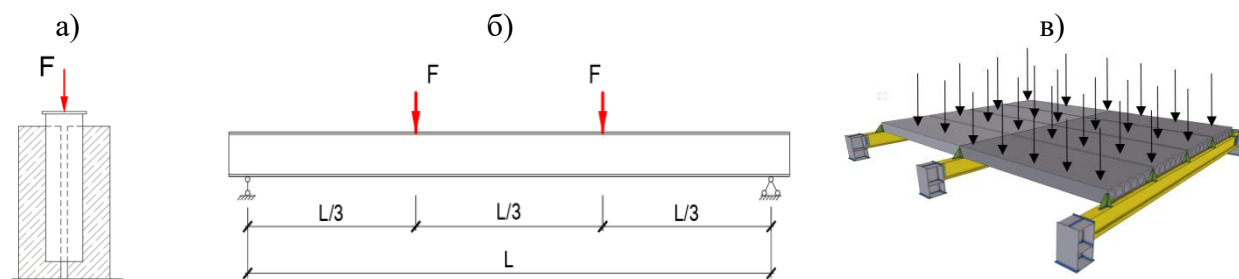


Рисунок 6 – Схемы нагружения моделей:
а) группы М1; б) группы М2; в) группы М3

В процессе испытаний моделей на каждом шаге фиксировались: относительные деформации моделей, вертикальные абсолютные перемещения, значение вертикальной нагрузки, при которой произошло разрушение, либо деформации продолжали нарастать без увеличения нагрузки. Также фиксировалась картина развития трещин в моделях под нагрузкой и ширина их раскрытия, в моделях М2 и М3 выполнялась тензометрия на характерных фибрах стали и бетона.

Результаты исследования и анализ

А. Характер разрушения моделей и их предельное состояние

Достижение предельного состояния для группы моделей М1 характеризовалось сдвигом стальной части модели относительно бетонной и сопровождалось нарастанием деформаций при постоянной нагрузке (см. рисунок 7). Видимых разрушений монолитного бетона не наблюдалось.



Рисунок 7 – Характерный вид разрушенных моделей М1:
а) общий вид модели после разрушения; б) характерное разрушение моделей (сдвиг)

Для группы моделей М2.1...М2.3 предельное состояние характеризовалось достижением предела текучести в полках стального профиля и сопровождалось нарастанием деформаций при постоянной нагрузке (см. рисунок 8). Зафиксировано образование большого числа нормальных трещин в средней трети пролета. Сколов бетона сжатой зоны бетона отмечено не было, разрушение моделей независимо от наличия стержневого армирования носило пластичный характер.

а)



б)



Рисунок 8 – Характерный вид разрушенных моделей М2.1...М2.3:
а) общий вид модели под нагрузкой перед разрушением; б) характерные трещины в середине пролёта балки

Для группы моделей М2.4 (тавровые балки) достижение предельного состояния характеризовалось потерей сцепления по границе верхней полки стального двутавра с бетоном и сопровождалось нарастанием деформаций при постоянной нагрузке (см. рисунок 9). Зафиксировано образование большого числа нормальных трещин в средней трети пролета и наклонных трещин в крайних третях пролета балок. Сколов и визуально заметного разрушения бетона сжатой зоны (вблизи верхней полки) отмечено не было, разрушение носило пластичный характер.

Достижение предельного состояния моделей перекрытий М3.1 и М3.2 характеризовалось разрушением приопорной зоны железобетонных плит и сопровождалось образованием и раскрытием наклонных трещин в зоне опирания многопустотных плит на среднюю металлическую балку, где фиксировалась наибольшая внешняя нагрузка. Кроме того, в моделях М3.1 разрушался монолитный бетон между боковой поверхностью сборной плиты и прижимным уголком (см. рисунок 10).

а)

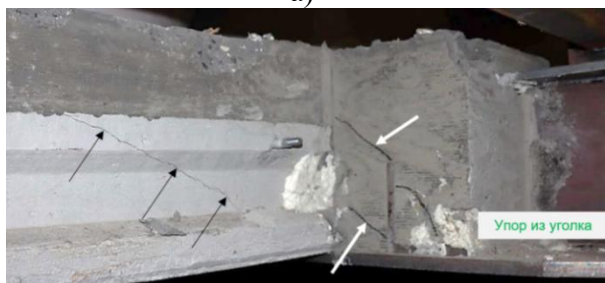


б)



*Рисунок 9 – Характерный вид разрушенных моделей М2.4:
а) общий вид модели под нагрузкой перед разрушением; б) характерное разрушение*

а)



б)



Рисунок 10 – Испытание моделей М3.1 (а) и М3.2 (б)

Б. Обработка полученных данных

В результате обработки экспериментальных данных были построены и проанализированы графики зависимости вертикальных перемещений, деформаций, напряжений от внешней нагрузки. Отмечена высокая кучность результатов для однотипных моделей, кроме результатов испытаний полноразмерных перекрытий М3.1.1 и М3.1.2, которые бетонировались по технологическим соображениям в разное время, и полученный монолитный бетон отличался по прочности на сжатие.

Для моделей М1 были определены величины напряжений сдвига в зависимости от деформации моделей (см. рисунок 11). Для моделей без упоров М1.1 получены данные, согласующиеся с данными, представленными в работах [17, 20]. Для моделей М1.2, М1.3 разрушающие нагрузки и, соответственно, сдвиговые напряжения значительно выше (до 3,5 раз), чем для М1.1 (без анкерных упоров и арматуры). Это обусловлено наличием гибких упоров на стенке двутаврового профиля, которые играют важную роль в обеспечении совместной работы конструкций. Исследованные в процессе и испытаний анкерные упоры из арматурной стали d10 класса А500С длиной 50 мм (расстановку – см. рисунок 1 б) показали

линейную несущую способность на сдвиг около 65 кН. Также на рисунке 11 видно, что несущая способность восьми упоров, определенная по стали на срез ($R_{s,s} = 179$ кН, горизонтальная пунктирная линия) значительно ниже, чем условно линейный участок диаграммы работы моделей с упорами. Перегиб диаграммы наблюдается в диапазоне от 500 до 600 кН при деформациях 1...2 мм.

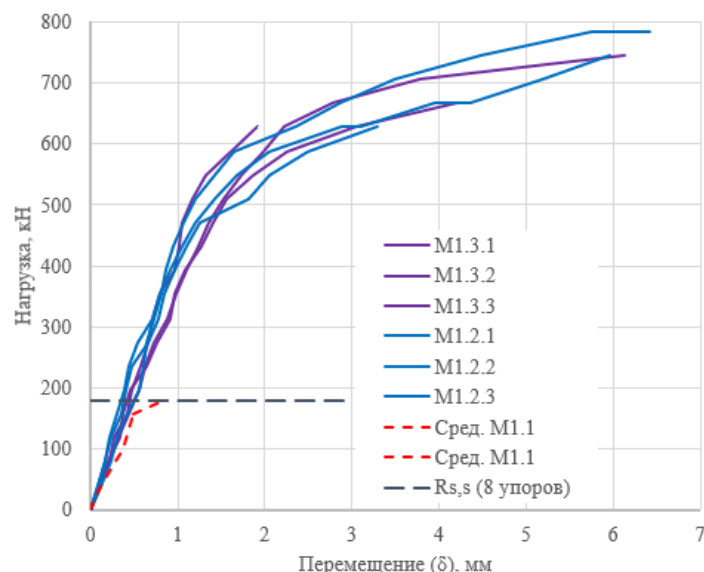


Рисунок 11 – Графики зависимости нагрузки от деформации моделей M1 (сдвиг контактной зоны «сталь-бетон»)

Характерные графики изменения напряжений в зависимости от нагрузки для моделей группы M2.4 приведены на рисунке 12. Практически параллельные линии изменения напряжений в зависимости от нагрузки (см. рисунок 12 а) говорят о равномерном включении всего свеса тавровой балки в работу. Следует отметить, что несмотря на значительный свес полки, на рисунке 12 б четко прослеживаются точки перехода стержневой арматуры и полок двутаврового профиля в пластическое состояние – 600 МПа и 250 МПа соответственно, что хорошо согласуется с результатами испытаний отобранных проб металла.

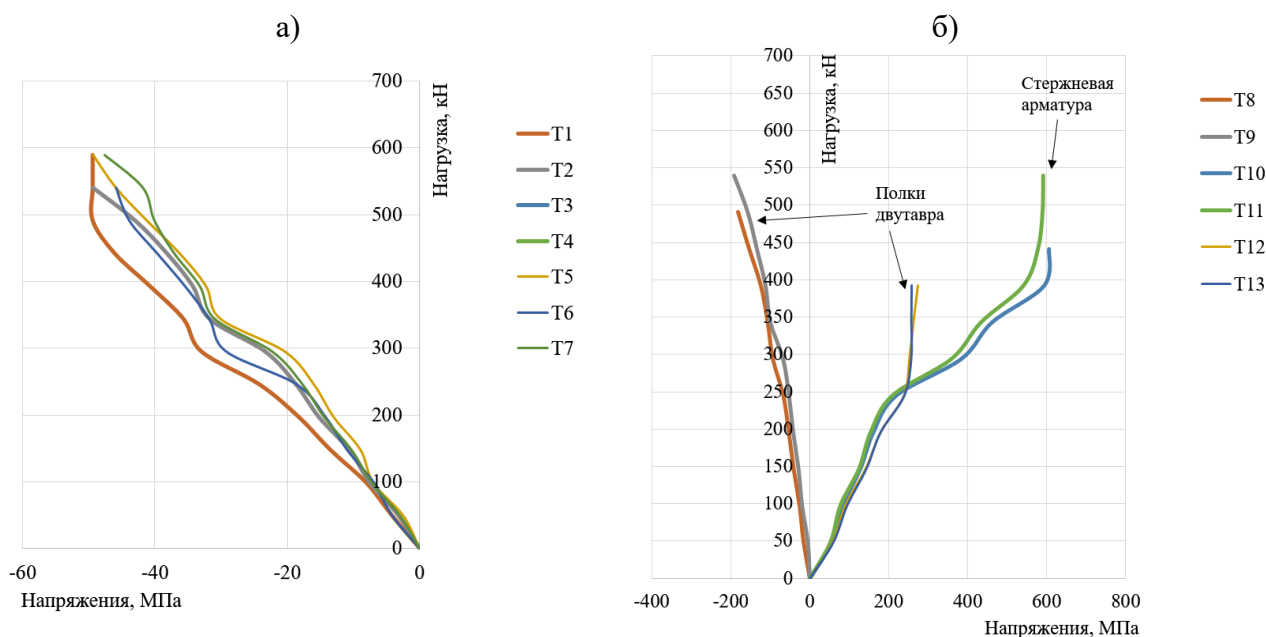


Рисунок 12 – Графики зависимости напряжений от нагрузки в поперечном сечении тавровых балок в середине пролета (группа M2.4): а) распределение по ширине сжатой бетонной полки тавра; б) в стальном двутавре и стержневой арматуре

Результаты испытаний моделей М3.1 и М3.2 показали, что расчетные характеристики бетона на сжатие для бетона В35 достигнуты не были. Это отражено на характерных графиках изменения напряжений в ходе эксперимента, приведенных на рисунке 13 а. Это связано с тем, что разрушение наступило в первую очередь по несущей способности плит перекрытий (см. рисунок 10). Обращает внимание то, что скорость изменения напряжений различна на разных расстояниях от центра балки: чем дальше от оси балки тензодатчик, тем медленнее в нем растут напряжения, а значит бетон в этой фибре меньше вовлекается в работу сталежелезобетонной конструкции. Тем не менее, использованные при проектировании испытанных моделей мероприятия объединения (омоноличивание пазух между торцами плит и стальными балками, упоры из уголков в приопорных зонах) существенно повышают несущую способность и жесткость конструкции, если сравнивать ее со стальными балками. Для моделей М3.2 на момент достижения предельной несущей способности отмечается текучесть в нижних полках двутавровых балок (см. рисунок 13 б).

В. Анализ результатов испытаний

Расчет сталежелезобетонных конструкций с использованием сборных элементов и частично обетонированных балок можно выполнять в соответствии с положениями СП 266.1325800.2016. В таблице 1 приведены сравнение результатов испытаний (столбец 2) с теоретическими значениями предельных моментов по нормам на сталежелезобетонные конструкции ($M_{ult(СП266)}$, столбец 3), а также простых стальных балок без учета обетонирования ($M_{ult,st} = \sigma_y W_x$, где σ_y – фактический предел текучести стали балки, W_x – момент сопротивления сечения, столбец 5). Сравнение теоретических значений предельного момента с полученным по результатам испытаний показывает, что простые частично обетонированные балки (М2.1...М2.4) имеют запас по несущей способности от 19 до 23%. Балки без дополнительной стержневой арматуры (М2.1) имеют сопоставимый запас с остальными армированными балками (М2.2...М2.4), что свидетельствует о том, что установка дополнительной арматуры в монолитные части комбинированной конструкции поднимают ее несущую способность незначительно. Однако, наличие арматуры безусловно улучшает трещиностойкость конструкций. Из данных столбца 8 видно, что балки без дополнительной арматуры (М2.1) единственные из испытанных, в которых в процессе испытаний появились трещины раскрытием более нормативного значения 0,3 мм при значениях момента $M_{ult(СП266)}$. Для балок с дополнительным продольным армированием М2.1...М2.4 трещины не превышают данного значения, и в прямоугольных балках раскрытие трещин составляет 0,13...0,18 мм, а в тавровой балке – 0,29 мм (в зоне, примыкающей к растянутому поясу балки).

Также является показательным факт, что даже при частичном обетонировании балочных конструкций (М2.1...М2.3) их несущая способность повышается от 1,63 до 2,09 раз по сравнению со стальной балкой без бетона (столбцы 5-6). Для конструкций перекрытий повышение несущей способности за счет частичного обетонирования составляет от 2,20 до 2,74 раз за счет включения в работу бетона омоноличивания стальных балок и сборных плит перекрытий, а также за счет частичного включения в работу конструкций самих сборных плит в сжатой зоне бетона. В столбце 7 также приведены значения относительных прогибов f/L при моментах $M_{ult(СП266)}$, где f – измеренный прогиб конструкции. Видно, что при данном моменте фактические прогибы конструкций всего на 7% превышают предельный прогиб, назначаемый СП 20.13330.2016 по эстетико-психологическим критериям, и равный $1/250=0,004$. Это значит, что при необходимости обеспечения жесткости запроектированной конструкции разница в размерах сечений, запроектированных по первому и второму предельным состояниям, будет незначительна, а при менее жестких требованиях к прогибам для пролетов 3...6 м ($1/150...1/200$ соответственно) определяющим расчетом будет расчет по первому предельному состоянию.

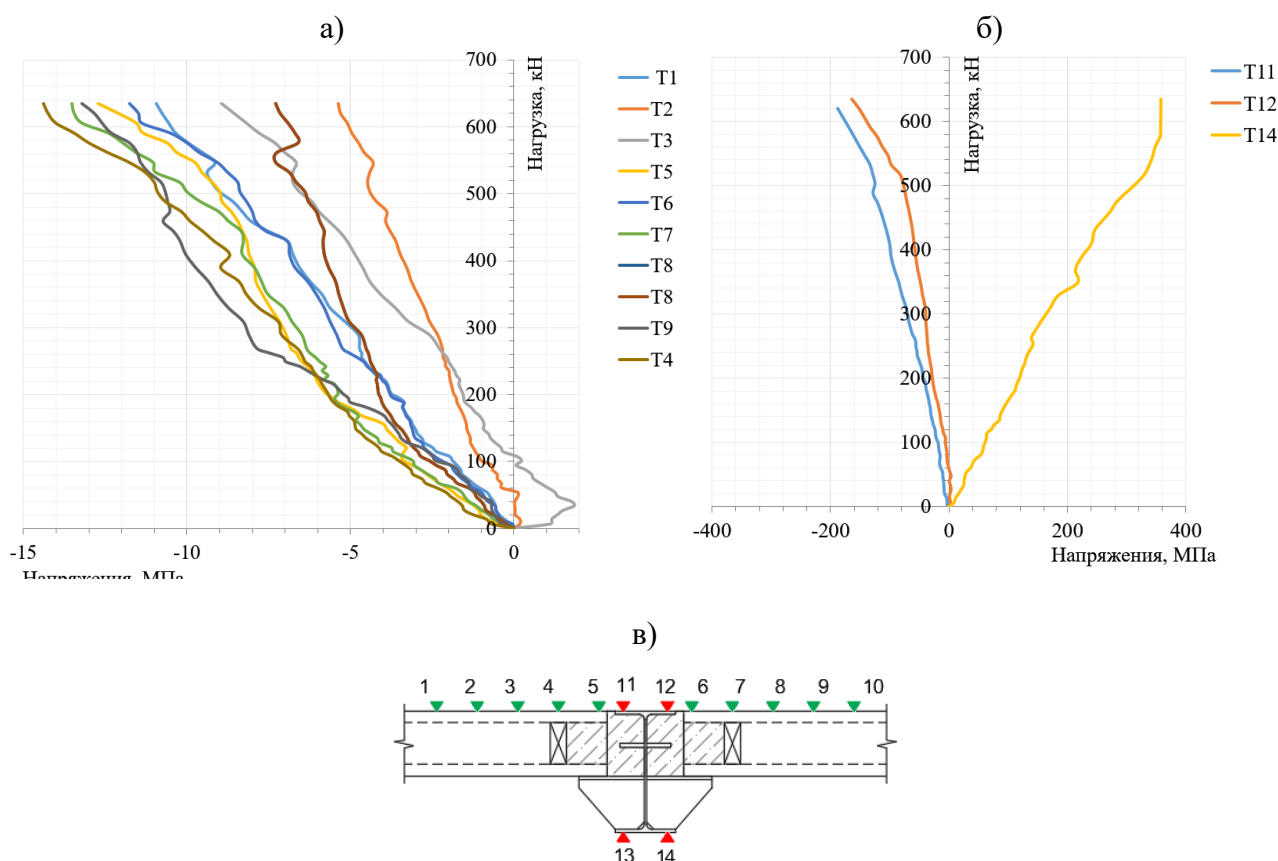


Рисунок 13 – Графики зависимости напряжений от нагрузки для моделей группы 3 в середине пролета: а) в бетоне; б) в полках стального двутавра; в) нумерация датчиков

Таблица 1 – Сравнение предельных значений моментов

Группа моделей	Предельный момент по испытаниям M_{ult} , кНм	Предельный момент по СП 266 $M_{ult(СП266)}$, кНм	$\frac{M_{ult(СП266)}}{M_{ult}}$	$M_{ult,st}$, кНм	$\frac{M_{ult}}{M_{ult,st}}$	f/L при $M_{ult(СП266)}$	$a_{срс}$ при $M_{ult(СП266)}$, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
M2.1	111,4	86,3	0,77	68,00	1,63	0,0045	0,37
M2.2	142,7	111,4	0,78	68,00	2,09	0,0050	0,13
M2.3	138,1	111,4	0,81	68,00	2,03	0,0057	0,18
M2.4	270,1	212,6	0,79	68,00	3,97	0,0056	0,29
M3.1.1 (B43)	452,0	321,3	0,71	164,6	2,74	0,0012	-
M3.1.2 (B35)	362,0	315,2	0,87	164,6	2,20	0,00074	-
M3.2 (средн.)	375,0	324,5	0,86	149,7	2,50	0,0059	-

Выводы

1) Проведен комплекс испытаний моделей сталежелезобетонных конструкций в виде частично обетонированных стальных балок и фрагментов перекрытий со сборными многпустотными плитами. В общей сложности испытана 21 маломасштабная модель и 4 полномасштабных перекрытия с пролетом до 6 м.

2) Достоверность полученных результатов испытаний обеспечена: использованием тензометрического комплекса, включающего программное обеспечение известного производителя; использованием поверенного оборудования и грузов, создающего

нагружение; использованием материалов для моделей, соответствующих действующим нормативным документам; испытаниями нескольких однотипных конструкций каждого вида для возможности осреднения полученных результатов.

3) На основе анализа экспериментальных данных получены сведения о характере напряженно-деформированного состояния конструкций и величинах предельных нагрузок. Определены параметры сцепления между сталью и бетоном. Построены соответствующие диаграммы и графики, позволяющие детально оценить особенности работы конструкции.

4) В рамках экспериментальной работы получены данные по фактической несущей способности конструкций и сопоставлены с результатами расчетов по СП 266.1325800.2016. Установлено, что расчет частично обетонированных конструкций и перекрытий со сборными плитами в соответствии с требованиями СП 266.1325800.2016 дают необходимый запас по предельному моменту 19...23%. Также при работе композитной конструкции существенно повышается ее несущая способность по сравнению со стальным профилем без изменения металлоемкости конструкции (до 2,7 раз).

5) При совершенствовании соответствующих разделов СП 266.1325800.2016 требуется учитывать конструктивные особенности сборных перекрытий по стальным балкам, а также особенности их работы, выявленные в рамках экспериментальных исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Braun M. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. Matthias Braun. Stahlbau 83. 2014. Heft 10. Pp. 746–754; Heft 5. Pp. 302–308.
2. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs: PhD thesis. Dennis Lam. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.
3. Lam D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4. D. Lam. Advanced Steel Construction. 2007. Vol. 3. No. 2. Pp. 594–606.
4. Hicks S.J. Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. S. J. Hick, R. M. Lawson. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2003. 98 p. (SCI Publication P287).
5. Rackham J.W. Design of Asymmetric Slimflor Beams with Precast Concrete Slabs. J W Rackham, S J Hicks G M Newman. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2006. 101 p. (SCI Publication P342).
6. Way A.G.J. Precast Concrete Floors in Steel Framed Buildings. A.G.J. Way, T.C. Cosgrove, M.E. Brettle. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2007. 101 p. (SCI Publication P351).
7. Ahmed I.M. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. I.M. Ahmed, K.D. Tsavdaridis. Journal of Constructional Steel Research. 2019. No. 155. Pp. 286–300.
8. Лоусон Р.М., Огден Р.Дж., Рэхэм Дж.В. Сталь в многоэтажных жилых зданиях. Институт стальных конструкций. (SCI) Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN (Великобритания), 2004. 68 с. (Публикация SCI P332).
9. Goralski C. Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern: PhD Dissertation. Claus Robert Goralski. Aachen, Germany, 2006. 218 p.
10. Ferreira F.P.V. Steel-Concrete-Composite Beams with Precast Hollow-Core Slabs: A Sustainable Solution. F.P.V. Ferreira, K.D. Tsavdaridis, C.H. Martins, S. De Nardin. Sustainability. 2021. 13, 4230. [Электронный ресурс]. URL:<https://doi.org/10.3390/su13084230>.
11. Tusnin A.R. Features of finite element analysis of steel-reinforced concrete slabs from hollow core slabs. A.R. Tusnin, A.A. Kolyago. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2018. No. 456 012095. 6 p.
12. Туснин А.Р., Коляго А.А. Конструкция и работа сталежелезобетонного перекрытия с использованием сборных пустотных железобетонных плит // Современная наука и инновации. 2016. № 3. С. 141 – 147.
13. Замалиев Ф.С., Филиппов В.В. Расчетно-экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 7. С. 29–36.
14. Замалиев Ф.С. Экспериментальные исследования начального напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок и плит / Ф.С. Замалиев, Э.Г. Биккинин и др. // Известия КГАСУ. 2015. № 2(32). С. 149–153.
15. Веселов А.А., Чепилко С.О. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной балки // Вестник гражданских инженеров. 2010. № 2(23). С. 31–37.
16. Salama T. Effective Flange Width for Composite Steel Beams. T. Salama, H.H. Nassif. The Journal of Engineering Research. 2011. Vol. 8. No. 1. Pp. 28–43.
17. Травуш В.И. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь-бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона / В.И. Травуш, С.С. Каприелов, Д.В. Конин и др. // Строительство и реконструкция. 2016. №4 (66). С. 45–55.

18. Travush V.I. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete / V.I. Travush, D.V. Konin, A.S. Krylov // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 3 (79). Pp. 36–44.
19. Арленинов П.Д., Крылов С.Б. Современное состояние нелинейных расчётов железобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 3. С. 50–53.
20. Щеткова Е.А., Кашеварова Г.Г. Повышение прочности сцепления при сдвиге в зоне контакта «сталь-бетон» // Вестник гражданских инженеров. Санкт-Петербургский архитектурно-строительный университет. 2015. № 6. С. 70-75.

REFERENCES

1. Braun M. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. Matthias Braun. Stahlbau 83. 2014. Heft 10. P. 746–754; Heft 5. P. 302–308.
2. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs: PhD thesis. Dennis Lam. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.
3. Lam D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4. D. Lam. Advanced Steel Construction. 2007. Vol. 3. No. 2. P. 594-606.
4. Hicks S. J. Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. S. J. Hick, R. M. Lawson. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2003. 98 p. (SCI Publication P287).
5. Rackham J. W. Design of Asymmetric Slimflor Beams with Precast Concrete Slabs. J W Rackham, S J Hicks G M Newman. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2006. 101 p. (SCI Publication P342).
6. Way A.G.J. Precast Concrete Floors in Steel Framed Buildings. A.G.J. Way, T.C. Cosgrove, M.E. Brettell. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2007. 101 p. (SCI Publication P351).
7. Ahmed I.M. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and eurocode design approaches. I.M. Ahmed, K.D. Tsavdaridis. Journal of Constructional Steel Research. 2019. No. 155. Pp. 286-300.
8. Lawson R.M. Stal' v mnogoetazhnykh zhilykh zdaniyakh [Steel in Multi-Storey Residential Buildings]. R. M. Lawson, R. Dzh. Ogden, Dzh. V. Rekkhem. Institut stal'nykh konstrukcij. (SCI) Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN (Velikobritaniya), 2004. 68 p. (SCI P332).
9. Goralski C. Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern: PhD Dissertation. Claus Robert Goralski. Aachen, Germany, 2006. 218 p.
10. Ferreira F.P.V. Steel–Concrete–Composite Beams with Precast Hollow-Core Slabs: A Sustainable Solution. F.P.V. Ferreira, K.D. Tsavdaridis, C.H. Martins, S. De Nardin. Sustainability. 2021. 13, 4230. [Online] URL:<https://doi.org/10.3390/su13084230>.
11. Tusnin A.R. Features of finite element analysis of steel-reinforced concrete slabs from hollow core slabs. A.R. Tusnin, A.A. Kolyago. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2018. No. 456 012095. 6 p.
12. Tusnin A.R. Konstrukciya i rabota stalezhelezobetonogo perekrytiya s ispol'zovaniem sbornykh pustotnykh zhelezobetonnykh plit [The construction and operation of the composite beams using the prefabricated reinforced concrete slab hollow core]. A.R. Tusnin, A.A. Kolyago. Sovremennaya nauka i innovacii. 2016. No 3. Pp. 141 – 147.
13. Zamaliev F.S. Raschetno-eksperimental'nye issledovaniya stalezhelezobetonnykh konstrukcij [Computational and experimental studies of steel–reinforced concrete structures]. F.S. Zamaliev, V.V. Filippov. Industrial and civil construction. 2015. No. 7. Pp.29-36.
14. Zamaliev F.S. Eksperimental'nye issledovaniya nachal'nogo napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya stalezhelezobetonnykh balok i plit [Experimental studies of the initial stress-strain state of steel-reinforced concrete beams and plates]. F.S. Zamaliev, E.G. Bikinin et al. Izvestiya KGASU. 2015. No. 2(32). Pp.149-153.
15. Veselov A.A. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie stalezhelezobetonnoj balki [The stress-strain state of a steel-reinforced concrete beam]. A.A. Veselov, S.O. Chepilko. Bulletin of Civil Engineers. 2010. No. 2 (23). Pp. 31-37.
16. Salama T. Effective Flange Width for Composite Steel Beams. T. Salama, H.H. Nassif. The Journal of Engineering Research. 2011. Vol. 8. No. 1. Pp. 28-43.
17. Travush V. I. Opredelenie nesushchej sposobnosti na sdvig kontaktnoj poverhnosti «stal'-beton» v stalezhelezobetonnykh konstrukciyakh dlya betonov razlichnoj prochnosti na szhatie i fibrobetona [Determination of the bearing capacity for shear of the contact surface “steel-concrete” in steel-reinforced concrete structures for concrete of various compressive strength and fiber concrete]. V.I. Travush, S.S. Kapriyelov, D.V. Konin, etc. Construction and reconstruction. 2016. No. 4 (66). Pp. 45-55. (In Russian).
18. Travush V.I. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete. V.I. Travush, D.V. Konin, A.S. Krylov. Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 3 (79). Pp. 36–44.
19. Arleninov P.D. Sovremennoe sostoyanie nelinejnykh raschetov zhelezobetonnykh konstruktsij [The current state of nonlinear calculations of reinforced concrete structures]. P.D. Arleninov, S.B. Krylov. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2017. No. 3. Pp. 50–53.
20. Shchetkova E.A. Povyshenie prochnosti scepneniya pri sdvige v zone kontakta «stal'-beton» [Increasing the shear adhesion strength in the “steel-concrete” contact zone]. E.A. Shchetkova, G.G. Kashevarova. Vestnik grazhdanskih inzhenerov. Sankt-Peterburgskij arhitekturno-stroitel'nyj universitet. No. 6. 2015. Pp. 70-75.

Информация об авторах:

Конин Денис Владимирович

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, заместитель директора по научной работе.
E-mail: konden@inbox.ru

Крылов Алексей Сергеевич

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории высотных зданий и сооружений отдела
металлических конструкций.
E-mail: kryl07@mail.ru

Каприелов Семен Суменович

НИИЖБ А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
Академик РААСН, доктор технических наук, заведующий лабораторией химических добавок и
модифицированных бетонов.
E-mail: kapriellov@mail.ru

Чилин Игорь Анатольевич

НИИЖБ А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
научный сотрудник лаборатории химических добавок и модифицированных бетонов.
E-mail: chilin@masterbeton-mb.ru

Ртищева Ирина Владимировна

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
старший научный сотрудник лаборатории высотных зданий и сооружений отдела металлических конструкций.
E-mail: rtischevaiv@ya.ru

Рожкова Лидия Сергеевна

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия,
старший научный сотрудник лаборатории высотных зданий и сооружений отдела металлических конструкций
E-mail: soshnikova_lidia@mail.ru

Information about authors:

Konin Denis.V.

TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
candidate of technical science, deputy director for scientific work.
E-mail: konden@inbox.ru

Krylov Aleksey S.

TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
candidate of technical science, leading researcher of the Laboratory of high-rise buildings and structures of the
department of metal structures.
E-mail: kryl07@mail.ru

Kapriellov Semyon S.

NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
Academician of the RAASN, doctor of technical sciences, head of the laboratory of chemical additives and modified
concrete.
E-mail: kapriellov@mail.ru

Chilin Igor A.

NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
researcher of the laboratory of chemical additives and modified concrete.
E-mail: hilin@masterbeton-mb.ru

Rtischeva Irina V.

TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
senior researcher of the laboratory of high-rise buildings and structures of the department of metal structures.
E-mail: rtischevaiv@ya.ru

Rozhkova Lidia S.

TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia,
senior researcher of the laboratory of high-rise buildings and structures of the department of metal structures.
E-mail: soshnikova_lidia@mail.ru