

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

BUILDING AND CONSTRUCTION

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2023. Т. 25. № 4. С. 98–115.

ISSN 1607-1859 (для печатной версии)
ISSN 2310-0044 (для электронной версии)

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2023; 25 (4): 98–115.
Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 624.072.2

DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-4-98-115

EDN: RFDPNF

НАПРЯЖЕНИЯ И СДВИГ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ СО СБОРНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ И СТАЛЬНЫМИ БАЛКАМИ

Денис Владимирович Конин

*Центральный научно-исследовательский институт
строительных конструкций имени В.А. Кучеренко
АО «НИИЦ Строительство», г. Москва, Россия*

Аннотация. *Актуальность.* Сталежелезобетонные перекрытия со сборными железобетонными плитами являются индустриальной быстровозводимой конструкцией. Применение таких конструкций позволяет сокращать сроки строительства, экономить металл, получать эффективные конструкции без выступающих балок на пролетах до 20 м под нагрузки гражданских зданий, сооружений и автостоянок. В известных источниках, сводах правил и зарубежных нормах сборные железобетонные плиты перекрытий не включаются в работу комбинированной конструкции, т. к. проектировщики стараются избегать сложных узлов соединений (сварка, болты) при строительстве. Несомненный интерес представляет включение в работу комбинированной сталежелезобетонной балки сборных плит, а также бетона омоноличенных швов между сталью и плитами при отсутствии дополнительных анкеров и связей.

Цель. Для выявления работы на сдвиг рассмотрены результаты экспериментальных исследований моделей конструкций, а также крупномасштабных перекрытий размером 6×10 м со сборными плитами.

Основные результаты. Выявлены закономерности работы контактных зон «сталь – бетон» и «сталь – бетон – анкер», построены диаграммы работы контактных зон для численных расчетов. Испытания перекрытий показали, что при использовании простейших способов объединения монолитный железобетон, объединяющий сталь и сборные элементы, задействует в работу сборные плиты на расстоянии от оси балки не менее 2 толщин перекрытий для двух различных способов опирания.

Выводы. Численное моделирование с учетом работы контактной зоны показало хорошую сходимость с экспериментальными результатами. Рекомендуется уточнить зна-

чения ширины сжатой полки бетона в нормативных документах для расчета конструкций со сборным железобетоном.

Ключевые слова: бетон, сталь, сталежелезобетонная конструкция, стержневая арматура, сборный элемент, сжатая полка, контакт, сдвиг

Финансирование: экспериментальная часть работы выполнена при поддержке Ассоциации «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства».

Благодарности: автор выражает благодарность докт. техн. наук И.И. Ведякову, докт. техн. наук С.С. Каприелову, И.А. Чилину, канд. техн. наук А.В. Бучкину за помощь в организации и проведении эксперимента; канд. техн. наук А.С. Крылову, И.В. Ртищевой за помощь в обработке данных эксперимента.

Для цитирования: Конин Д.В. Напряжения и сдвиг сталежелезобетонных перекрытий со сборными элементами и стальными балками // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. Т. 25. № 4. С. 98–115. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-4-98-115. EDN: RFDPNF

ORIGINAL ARTICLE

STRESS AND SHEAR OF STEEL REINFORCED FLOORS WITH PREFABRICATED UNITS AND STEEL BEAMS

Denis V. Konin

Kucherenko Central Research Institute for Structural Construction, Moscow, Russia

Abstract. Steel-reinforced concrete floors with prefabricated reinforced concrete slabs are industrial quickly erectable structures. The use of such structures makes it possible to reduce construction time, save metal, obtain efficient structures without beam projecting up to 20 m for loads produced by buildings and car parks. Codes and foreign norms do not include prefabricated reinforced concrete floor slabs in the operation of combined structures, as designers try to avoid complex connections (welding, bolts) during construction. Of obvious interest is the inclusion of precast slabs in the operation of combined steel and reinforced concrete beam as well as grouted joints between steel and slabs in the absence of additional anchors and connections.

Experimental results of structural models and 6×10 m floors with precast slabs are considered to identify the concrete shear. The effective shear deformation up to 0.5 mm is detected even without additional anchors. Simplest anchors significantly increase the joint operation of cast concrete and steel profile. The operation mechanism is determined for steel-concrete and steel-concrete-anchor contact zones, and respective diagrams are plotted for numerical calculations.

Floor testing shows that the use of the simplest joining, cast reinforced concrete combining steel and precast elements involves precast slabs at a distance from the beam axis of at least two thicknesses of the floor for two different ways of the beam support.

Numerical modelling, including the contact zone operation, shows good agreement with the experimental data. It is recommended to clarify the width of compressed concrete flange in normative documents for the structural analysis.

Keywords: concrete, steel reinforced floor, reinforcement, prefabricated unit, compression flange, contact, shear

Funding: Research was financially supported by the Steel Construction Development Association, Moscow, Russia.

Acknowledgements: The author is grateful to I.I. Vedyakov, DSc, S.S. Kapriellov, DSc, I.A. Chilin, DSc, and A.V. Buchkin PhD for their help in experiments. Thanks also go to A.S. Krylov, PhD, and I.V. Rtischeva, PhD for their help in the obtained data processing.

For citation: 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; 25 (4): 98–115. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-4-98-115. EDN: RFDPNF

Введение

Комбинированные сталежелезобетонные перекрытия со сборными железобетонными плитами являются индустриальной быстровозводимой конструкцией [1, 2, 3]. Для корректного расчета конструкций, в том числе с использованием численных и аналитических моделей, требуется выявление их действительной работы, связей между взаимодействующими элементами. Особенно сложным является взаимодействие между разнородными материалами (сталь и бетон), имеющими различные модули деформаций [4].

Совместная работа частей комбинированных сталежелезобетонных конструкций обеспечивается конструктивными мероприятиями либо расчетными методами [4, 8, 10, 11, 13, 15, 17, 20]. То есть расчетным путем определяют предельные нагрузки на конструкции, когда деформации бетона, стали, арматуры имеют близкие значения. Для корректного расчета комбинированной сталежелезобетонной конструкции, когда в ее работе задействованы элементы сборного железобетона, требуется учет следующих факторов: сцепление монолитного бетона со сталью в швах объединения стальной балки и сборных плит перекрытий; характер работы монолитного бетона, когда стальной профиль балки обетонирован частично или между полками; ширина включения в работу сжатой зоны бетона сборных элементов перекрытий, объединенных со стальной балкой только монолитным бетоном швов [1, 7, 8, 9, 11, 14, 18].

В ряде работ установлено, что расчет сталежелезобетонного перекрытия со сборными элементами имеет особенность в части определения высоты сжатой зоны, ширины сжатой полки бетона [7, 9, 10, 12]. В рамках ранее выполненных и указанных выше экспериментально-теоретических исследований авторы стремились различными путями сделать связь между стальной балкой и сборными плитами максимально жесткой. Например, предлагалось замоноличивать предварительно раскрытые пустоты бетона, пропускать через стенку балки сложные анкерные выпуски и т. д. Эти мероприятия требуют дополнительной подготовки плит, увеличивают вес перекрытия, создают дополнительные «мокрые» процессы. Поэтому необходимо стремиться к максимальному упрощению связи сборных плит со стальной балкой без потери эффективности ее работы.

Очевидно, что правильный учет этих факторов невозможен без проведения экспериментальных исследований и подтверждения современных теоретических предпосылок расчета, сведенных в нормы на проектирование конструкций в СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования».

Методы

Для выявления работы на сдвиг контактной зоны «сталь – бетон» проведены испытания частично обетонированных стальных профилей без обработки поверхности (рис. 1). Длина поверхности сцепления бетона со сталью вдоль приложенного усилия на сдвиг равна 550 мм, размер бетонной призмы между полками двутавра – 185×176 мм. Стальной двутавр 20Ш1 по ГОСТ Р 57837–2017 выполнен из стали С255; призма сделана из бетона марки В30. На стенке стального двутавра моделей М1.2, М1.3 предусмотрена установка 8 гибких упоров (по 4 с каждой стороны стенки) из арматурной стали диаметром 10 мм и длиной 50 мм. Модель М1.3 армирована стержневой и поперечной арматурой диаметром 10 мм. Вся арматура класса А500С. Для обеспечения достоверности испытано 3 идентичных модели каждого вида. Всего испытано 9 моделей группы М1.

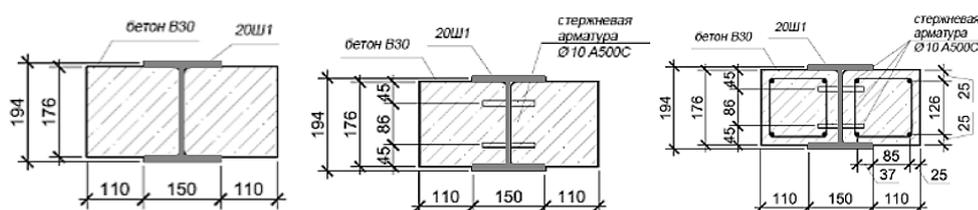


Рис. 1. Модели группы М1 (поперечное сечение)

Fig. 1. Models of group M1 (cross section)

Для установления действительной работы частично обетонированных стальных балок с элементами перекрытий из сборного железобетона проведены испытания полноразмерных моделей М3 перекрытий двух видов (рис. 2).

Все модели перекрытий имели шесть шарнирно неподвижных опор, три стальные балки пролетом 6 м и настил из сборных преднапряженных многопустотных плит длиной 5 м и толщиной 160 мм, уложенных на стальные балки. Совместная работа стальных балок и плит достигалась за счет сил трения, посредством установки дополнительных конструкций объединения (прижимных уголков) и заполнением полости между стенкой стальной балки и торцами перекрытий, частичным омоноличиванием пустот в плитах на глубину 100–150 мм от торца плиты. Поперечное сечение балок для модели М3.1 – несимметричный сварной двутавр высотой 214 мм (рис. 2, б), для М3.2 – прокатные профили 30Б1 по ГОСТ Р 57837–2017. Материал двутавров – сталь С255 и С345. Для заполнения швов между плитами и омоноличивания участков пустот применялась самоуплотняющаяся бетонная смесь на мелком заполнителе фракции 5–10 по прочности на сжатие бетона марки В40. Совместная работа плит перекрытий между собой обеспечена посредством устройства продольных монолитных шпонок из того же бетона. Для получения достоверных результатов, а также исключения случайных ошибок изготовления моделей испытано 2 идентичных модели перекрытий каждого вида (всего испытано 4 модели).

Для каждой партии заливки бетона моделей подготовлено 3 образца-куба со стороной 10 см для определения прочностных характеристик материала на момент испытания для последующего анализа и численного моделирования.

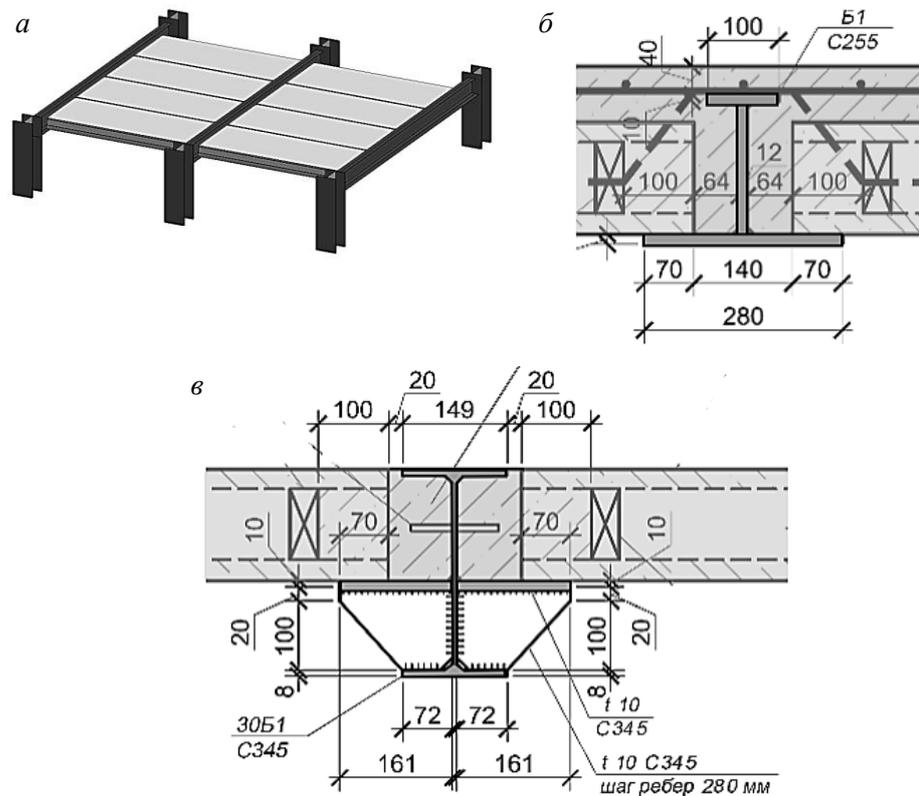


Рис. 2. Схема модели перекрытия (а); поперечное сечение средней балки М3.1 со сварным поперечным сечением (б); М3.2 – с прокатным двутавром (в)

Fig. 2. Schematic of floor model (a); cross section of middle beam M3.1 with welded cross section (b); M3.2 with rolled I-beam (c)

Нагружение производилось ступенчато, не более 10 % от контрольной нагрузки по прочности, на каждой ступени осуществлялась выдержка модели. Испытания моделей М1 и М2 выполнены на сдвиг и на чистый изгиб соответственно на гидравлических тарированных прессах ИПС-1000 и ПММ-1000 (MAN1000), моделирующих осевую нагрузку до 1000 тс. Перед нагружением моделей производилась выверка нагрузочных приспособлений относительно разметочных рисок, заранее нанесенных на поверхность конструкции. Чистый изгиб в балках моделировался путем приложения нагрузки в 1/3 и 2/3 пролета. Шарнирное опирание балок обеспечивалось их установкой 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.

Результаты

Работа конструкции на сдвиг по контактной зоне «сталь – бетон».
Согласно п. 9.2.2.3 СП 266.1325800.2016 расчетное сопротивление сдвигу τ_{rd}

контактной зоны «сталь – бетон» для неокрашенных поверхностей без окисления и ржавчины составляет 0,3 МПа для полностью обетонированных профилей и 0,2 МПа для частично обетонированных сечений полок. Данные значения приняты в своде правил в запас несущей способности и по аналогии с такими же величинами в Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. При площади 3250 см² контактной зоны «сталь – бетон» (рис. 3, а) в изученных моделях расчетная несущая способность составит $S_t = 106$ кН. Данная величина соответствует моделям группы М1.1 без упоров и армирования бетонной части.

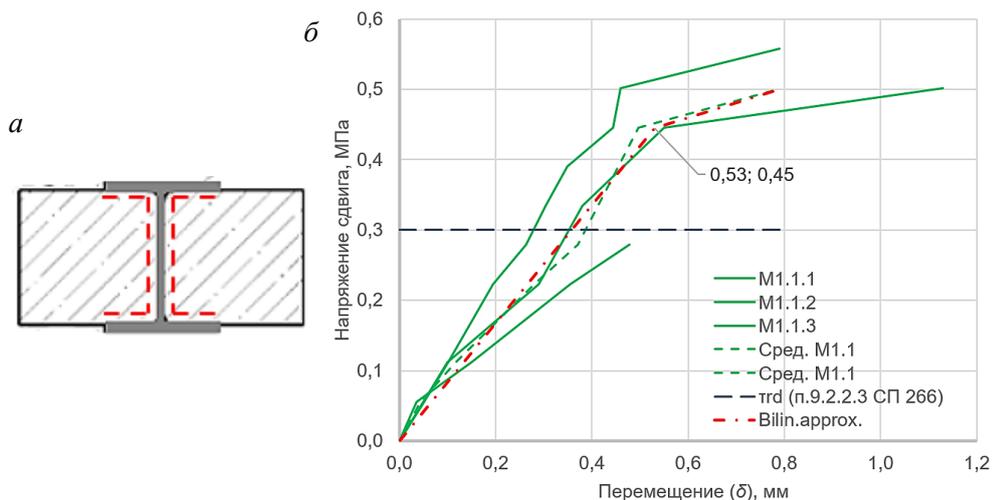


Рис. 3. Периметр сдвиговой поверхности «сталь – бетон» (а); кривые перемещения – напряжения сдвига для моделей М1.1 (без упоров и арматуры) (б)

Fig. 3. Perimeter of steel-concrete contact area (a); displacement-shear stress curves in models М1.1 (without supports and reinforcement) (b)

На рис. 3, б представлены напряжения сдвига по контактной зоне «сталь – бетон» для моделей группы М1.1 без упоров и арматуры. Видно, что все испытанные модели достигли значения $\tau_{rd} = 0,3$ МПа, установленного СП 266.1325800.2016, а две модели на 30 % превысили его. Когда перемещение сдвига контактной поверхности достигает 0,5 мм, происходит резкое ухудшение ее работы, а при перемещении более 0,8 мм – полное разрушение. При работе контактной зоны «сталь – бетон» без соединительных устройств расчетное сопротивление $\tau_{rd} = 0,3$ МПа, установленное нормами, дает необходимый запас около 30 % для бетонов класса прочности на сжатие В30 и выше.

Для случаев, когда прочность сцепления стали и бетона не достаточна для восприятия нагрузки от сдвига, устанавливаются гибкие или жесткие упоры, которые проектируются согласно требованиям раздела 9.2 СП 266.1325800.2016. Для упоров из круглой арматурной стали А500С диаметром 10 мм и длиной 50 мм несущая способность P_{rd} одного упора определяется по формуле

$$(P_{rd} = d_{an}^2 \sqrt{10R_b}) \quad (1)$$

и для бетона класса В30 составляет 13 кН. Обратим внимание, что в формуле (1) отсутствует прочность стали анкера, т. к. считается, что анкер в данном случае намного прочнее, чем анкерование стержня в бетоне.

По аналогии с Eurocode 4 в пункте 9.2.2.5 СП 266.1325800.2016 введено допущение о возможности учета сил трения, которые возникают между внутренней поверхностью полки двутавра и бетоном. При наличии упора на стенке двутавра считается, что бетон имеет ограниченное боковое расширение при взаимодействии с упором и прижимается к внутренней поверхности полки двутавра, тем самым добавляя несущую способность упору. Дополнительную несущую способность определяют по формуле $\mu P_{rd}/2$, где $\mu = 0,5$ – коэффициент трения стальной поверхности о бетон. Для одного упора такая добавка составит 3,25 кН, для восьми упоров (как в испытанных моделях) – 26 кН. Таким образом, полная несущая способность контактной зоны «сталь – бетон» составит 210 кН с учетом наличия анкеров и сцепления между сталью и бетоном и 236 кН с учетом наличия анкеров, сцепления и дополнительных сил трения с внутренней поверхностью профиля. Эти величины и будем сравнивать с экспериментальными данными.

На рис. 4 приведены графики перемещений моделей М1.2 и М1.3, которые имеют дополнительные устройства сцепления между сталью и бетоном в виде восьми арматурных стержней, приваренных к стенке. Видно, что перемещения моделей работают практически идентично независимо от наличия арматуры в бетоне (М1.3). На графике четко выделяется линейная зависимость «перемещение – нагрузка» до величины $\sim 1,3$ мм. При увеличении нагрузки идет плавное нарастание прогибов, и при достижении 6 мм перемещения происходит полное разрушение контактной зоны «сталь – бетон».

Надежная работа соединения в виде арматурных анкеров фиксируется для всех моделей при перемещении до 2 мм. Для масштабного сравнения на рис. 4 красным пунктиром показана осредненная диаграмма работы для моделей группы М1.1 без упоров. Видно, что установка 8 упоров увеличивает линейную работу контактной зоны с 157 кН (для М1.1) до ~ 500 кН, т. е. в 3,2 раза. В отличие от моделей М1.1, где разрушение наступает хрупко, в моделях М1.2 и М1.3 перемещения имеют пластический характер. На рис. 4 проведены горизонтальные пунктирные линии, которые соответствуют нормативной (210 кН) несущей способности анкерных упоров P_{rd} согласно (1), а также с учетом работы сил трения (236 кН) согласно п. 9.2.2.5 СП 266.1325800.2016. Видно, что, если учитывать только условную линейную работу, фактическая несущая способность моделей более чем в 2,3 раза выше, чем по (1), и в 2,1 раза выше, чем по п. 9.2.2.5 при учете сил трения.

На рис. 5 приведена осредненная по каждой группе диаграмма работы одного упора в испытанных моделях. При осреднении полученных диаграмм более четко выделяется условно линейный участок диаграммы работы упора (на перемещениях до 1,4 мм) для групп моделей М1.2 и М1.3. В условиях линейной работы несущая способность одного анкера составляет 65 кН, что в 5 раз больше, чем по (1), и в 4 раза больше, чем по п. 9.2.2.5 при учете сил трения по боковым внутренним граням полок.

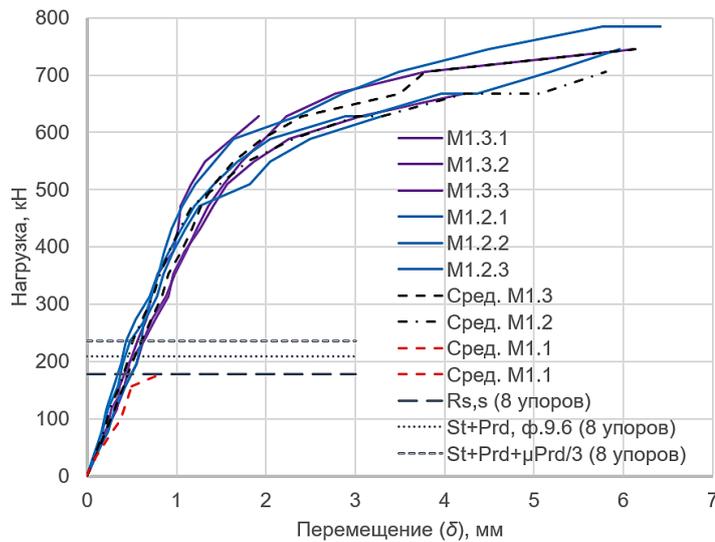


Рис. 4. График «перемещение – нагрузка» для моделей M1.2, M1.3
 Fig. 4. Displacement-load curves for models M1.2 and M1.3

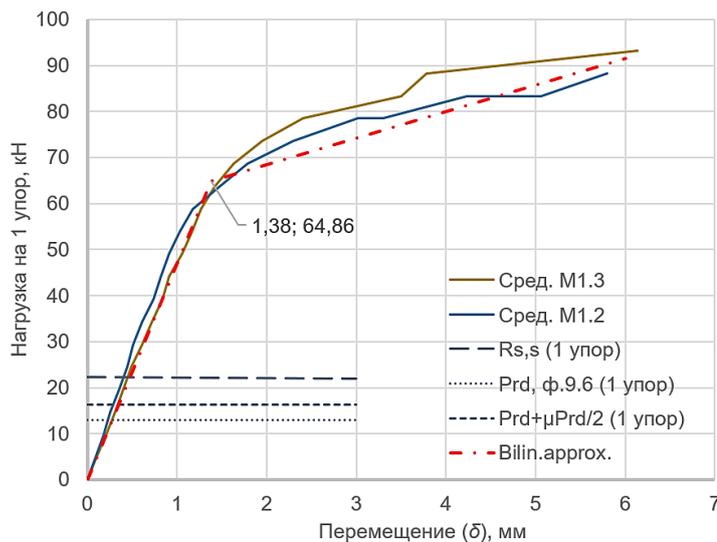


Рис. 5. График «перемещение – нагрузка» для одного упора (D10 A500C, $L = 50$ мм, B30), установленного на стенку двутавра
 Fig. 5. Displacement-load curves for one support (D10 A500C, $L = 50$ mm, B30) mounted to I-beam wall

Не наблюдается повышения несущей способности при дополнительном продольном армировании зоны вблизи анкеров (модель M1.3) по сравнению с аналогичными моделями с анкерами, но без продольной арматуры (модель M1.2). Поэтому при необходимости включения в работу конструкции контактной зоны «сталь – бетон» внутри двутавра (между внутренними поверхностями

полок) достаточно установки анкеров согласно конструктивным положениям СП 266.1325800.2016 без дополнительного продольного армирования.

Для дальнейших расчетов численного моделирования необходимо корректно построить модель взаимодействия контактной поверхности «сталь – бетон». Для моделирования взаимодействия стали и бетона на рис. 5 построена билинейная аппроксимационная модель, представленная красным штрихпунктиром. Модель построена для осредненных значений графика «перемещение – напряжение», а ее уравнения можно записать в виде

$$\begin{cases} \tau_{rd} = 0,84\delta & \text{при } 0 < \delta \leq 0,53; \\ \tau_{rd} = 0,19\delta + 0,35 & \text{при } 0,53 < \delta < 0,8, \end{cases} \quad (2)$$

где τ_{rd} принимается в МПа; δ – в мм.

При наличии упоров в расчетных схемах можно учитывать и их работу в конструкции путем соответствующих аппроксимационных зависимостей. Параметры модели представлены следующими простейшими уравнениями:

$$\begin{cases} P_{rd} = 47\delta & \text{при } 0 < \delta \leq 1,4; \\ P_{rd} = 5,7\delta + 57 & \text{при } 1,4 < \delta < 6, \end{cases} \quad (3)$$

где P_{rd} принимается в кН; δ – в мм.

Обратим внимание, что данные зависимости справедливы только для тех случаев, когда упоры установлены по стенке профиля согласно требованиям соответствующих разделов СП 266.1325800.2016 и имеют вид стержней из арматуры А500С. Для других устройств сцепления (например, в виде стандартных стад-болтов с высаженными головками) зависимости будут несколько иными и потребуют дополнительного экспериментального обоснования. Отметим, что параметры контактной зоны «сталь – бетон», выявленные в других источниках [17, 19, 16, 8], определяли работу анкерной связи в свободном массиве бетона, т. е. когда массив бетона не имел ограничений сбоку от внутренней поверхности полок двутавров. Данное обстоятельство повышает степень связности по контактной зоне «сталь – бетон» и должно учитываться при численно-аналитическом моделировании.

Работа сжатого бетона сборных плит. Наиболее интересен анализ распределения напряжений в стали и железобетоне полноразмерных перекрытий. Практический интерес представляет ширина сжатого бетона, вовлекаемого в работу комбинированной балки. Данная величина нормирована в табл. 4.1 СП 266.1325800.2016 и зависит от пролета балки, расстояния между параллельными балками, толщины плиты t_{sl} . Для испытания перекрытий М3.1 и М3.2 расчетная ширина свеса плиты определяется по формуле $b_{sl} = a + 6t_{sl}$, где a – ширина свеса полки стального двутавра. Расположение датчиков, с помощью которых фиксировались напряжения в элементах комбинированных балок, приведено на рис. 6. Напряжения в тензодатчиках фиксировались на каждой ступени нагружения, таким образом получились эпюры изменения распределения напряжений в зависимости от предельной нагрузки на перекрытия.

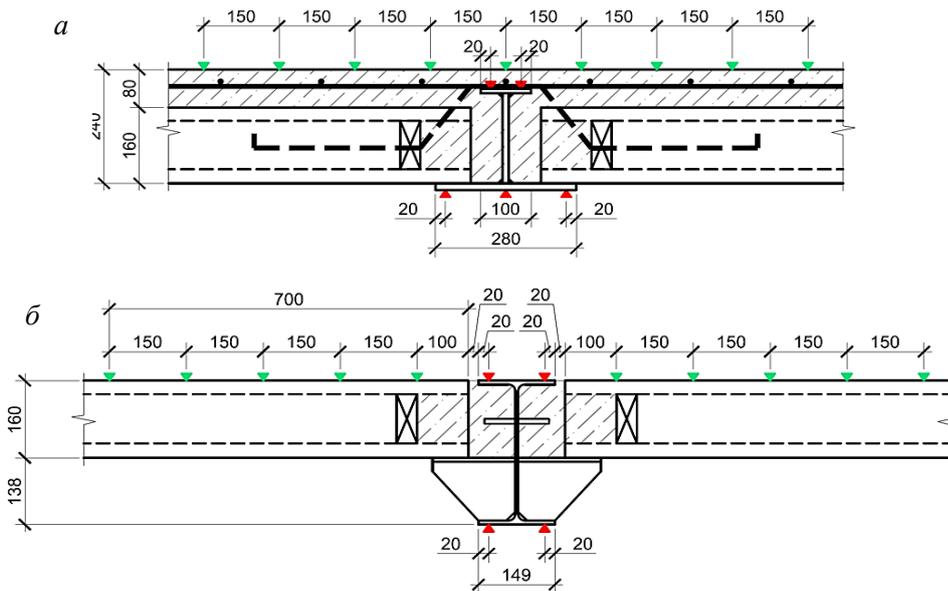


Рис. 6. Расположение тензодатчиков на стальных и бетонных элементах в середине пролета средней балки перекрытий для моделей М3.1 (а) и М3.2 (б)

Fig. 6. Arrangement of strain sensors on steel and concrete elements at the span center of the central floor beam in models M3.1 (a) and M3.2 (b)

На рис. 7 и 8 приведены распределения напряжений на верхней поверхности сжатого бетона в моделях перекрытий М3.1.1 и М3.2.1.

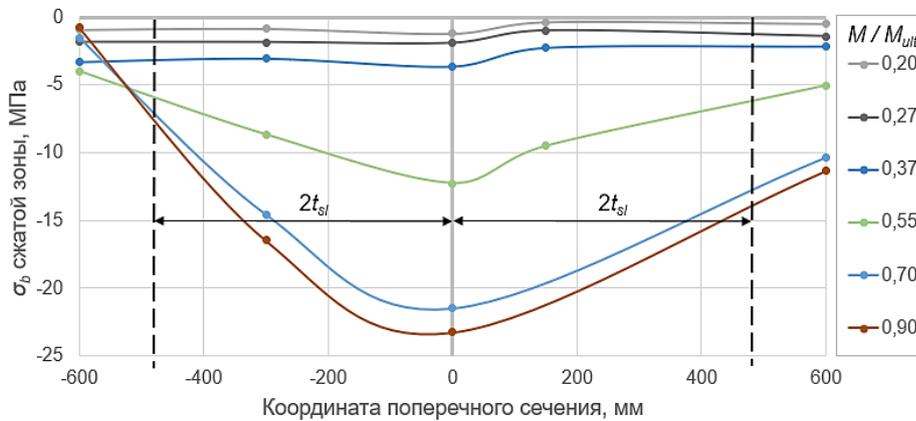


Рис. 7. Распределение напряжений на верхней поверхности бетона средней комбинированной балки модели М3.1.1

Fig. 7. Stress distribution on the upper concrete surface of central beam in model M3.1.1

На первых этапах нагружения для модели М3.1.1 (с набетонкой поверх сборных плит) характерно равномерное распределение напряжений от 0 до 0,4 M/M_{ULT} по поверхности; напряжения сжатия в бетоне не превышают 5 МПа. На дальнейших этапах нагружения эпюра приобретает форму параболы с мак-

симумом напряжений по оси балки. На последних этапах работы перекрытия при $0,9 M/M_{ULT}$ максимальные напряжения в бетоне достигают 23,25 МПа, что составляет 62 % от расчетного (37 МПа) сопротивления бетона на сжатие (для условного класса В43). Заметим, что напряжения плавно убывают от оси балки к периферии, и на расстоянии 600 мм от оси (где фиксировались напряжения тензодатчиками) они в разы ниже, чем в осевой зоне.

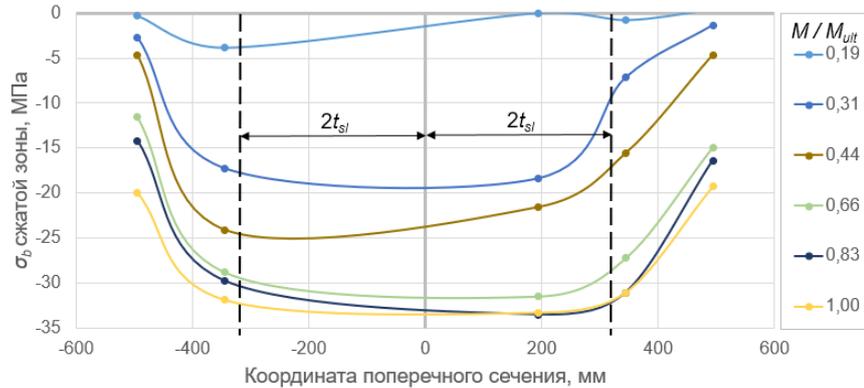


Рис. 8. Распределение напряжений на верхней поверхности бетона средней комбинированной балки модели М3.2.1

Fig. 8. Stress distribution on the upper concrete surface of central beam in model М3.2.1

Для модели М3.2.1 (с опиранием сборных плит в середине стенки двутавровой балки) характерно более равномерное распределение напряжений при удалении от осевой зоны (рис. 8). В отличие от модели М3.1.1 с набетонкой уже при нагрузке $0,3–0,44 M/M_{ULT}$ напряжения на верхней поверхности сжатого бетона достигают 24,1 МПа (75 % от $R_b = 31,875$ МПа). На дальнейших этапах нагружения, вплоть до разрушения конструкции, напряжения в бетоне достигают максимального значения 33,5 МПа (105 % от $R_b = 31,875$ МПа), когда бетон плит начинает разрушаться. Отмечается иной вид эпюры напряжений в виде пологой криволинейной диаграммы, далекой по очертанию от параболы, как было в модели с набетонкой (рис. 7). Напряжения сжатия в бетоне начинают резко убывать на расстоянии 400 мм от оси.

Для двух моделей характер изменения напряжений в зависимости от приложенной нагрузки также различен. На рис. 9 представлены графики изменения напряжений в тензодатчиках в зависимости от действующего момента в балке для моделей М3.1 и М3.2. Обозначение датчика содержит его координату. Например, датчик Т6 (2-3) 150 располагается на расстоянии 150 мм от оси балки и т. д. Ступенчатость графиков обусловлена поэтапным приложением нагрузки. На рис. 9, а видно, что для модели перекрытий с набетонкой характерен линейный рост напряжений в бетоне с увеличением действующего момента в комбинированной балке. Графики напряжений хорошо аппроксимируются линейными функциями (цветной пунктир), исходящими из одной точки на оси абсцисс, и располагаются тем ниже, чем дальше находится датчик от осевой зоны комбинированной балки (см. синий пунктир для датчика с координатой

0 мм и оранжевый пунктир для датчика с координатой 600 мм). Для модели без набетонки (рис. 9, б) графики изменения напряжений не могут быть линейно аппроксимированы и существенно отличаются в зависимости от расстояния до оси балки. Напряжения в датчиках на расстоянии 194,5 и 344,5 мм (синяя и оранжевая линии) от оси балки растут более интенсивно, чем датчики на расстоянии 494,5 мм (серая и желтая линии) от оси. В датчиках, наиболее удаленных от оси балки (серая и желтая линии), напряжения растут незначительно по закону, близкому к линейному. Таким образом, выявлена принципиальная разница в распределении напряжений сжатия в бетоне в процессе нагружения в зависимости от конструктивного решения комбинированного перекрытия.

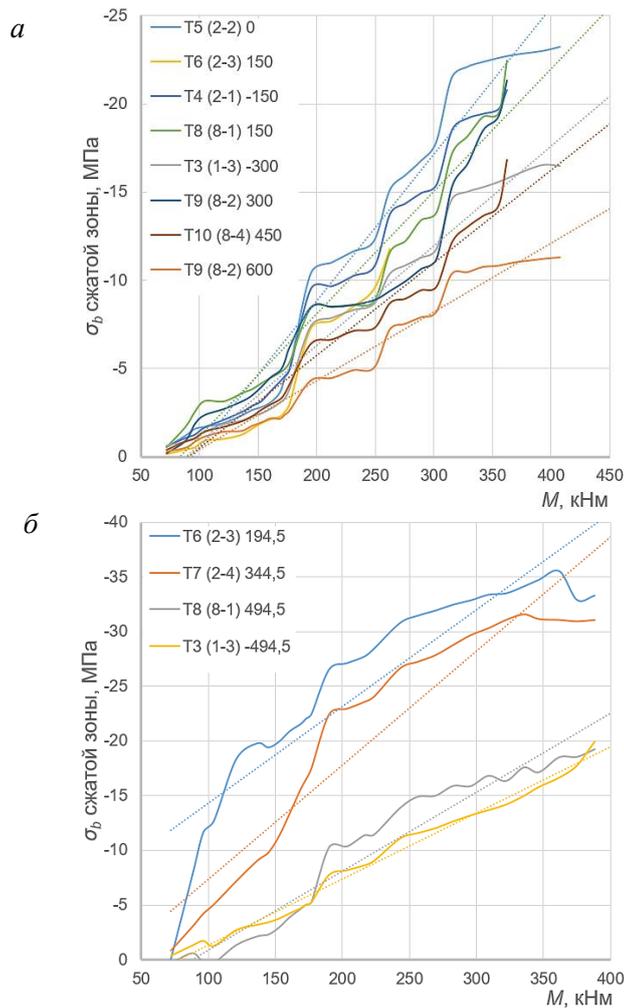


Рис. 9. Графики изменения напряжений в тензодатчиках в зависимости от действующего момента в балке:

а – модель М3.1; б – модель М3.2

Fig. 9. Strain curves depending on the moment in the beam:

а – М3.1 model; б – М3.2 model

Численное моделирование. В ходе анализа результатов испытаний и измерений напряжений в комбинированных перекрытиях установлено, что нормативное значение расчетной ширины свеса плиты b_{sl} по табл. 4.1 СП 266.1325800.2016 дает существенно завышенные значения данного свеса. Так, для моделей перекрытия МЗ.1 с набетонкой и МЗ.2 нормативный свес полки сжатого бетона равен соответственно 1490 и 1035 мм. С учетом полученных эпюр распределения напряжений в середине пролета балок (рис. 2, 3), а также по выявленным закономерностям их изменения в зависимости от расстояния от оси балки (рис. 4) можно заключить, что на расстоянии, равном нормативному свесу полки b_{sl} , напряжения сжатия равны или близки к нулю. Эффективно вовлекаются в работу комбинированной конструкции участки плиты, расположенные на расстоянии $2t_{sl}$ от оси балки. Данная ширина свеса указана на рис. 3 вертикальными пунктирными красными линиями.

Таким образом, табл. 4.1 СП 266.1325800.2016 требует актуализации в части учета конструктивных особенностей сталежелезобетонных перекрытий (комбинированных балок) с использованием сборных пустотных плит. Отметим, что фактические распределения напряжений в сжатой полке несколько отличаются от численных моделей, в особенности тех, для которых смоделированы отдельные балки [12, 13, 15, 16.]. Это связано в первую очередь с тем, что численные и аналитические модели, не проверенные экспериментальными данными, не могут учитывать весь комплекс сложных взаимодействий, возникающих между сталью, монолитным и сборным железобетоном.

Для отработки правил моделирования сложных сталежелезобетонных конструкций со сборным железобетоном проведено численное моделирование испытанных перекрытий с использованием препроцессора *GID 14.0.1* и программного комплекса *ATENA 5.6.1b* [6]. При моделировании создавалась объемная пространственная модель средней балки перекрытия с монолитным бетонированием и сборными плитами перекрытий. Плиты моделировались до середины собственного пролета с наложением соответствующих связей. Материалы стальной балки, монолитного и сборного железобетона моделировались в соответствии с данными испытаний стандартных образцов материалов. Диаграмма работы бетона принята трехлинейной, работы стали – по Прандтлю. Ввиду того, что балка перекрытия работает в вертикальной плоскости вдоль своей оси, предварительное напряжение арматурной проволоки сборных плит не учитывалось. По всей поверхности соприкосновения стали и монолитного бетона задавалась нелинейная контактная работа между сталью и бетоном согласно (2) и рис. 3, б. Параметры контактного слоя заданы с учетом настоящих исследований, работы [4], а также рекомендаций СП 266.1325800 и EN 1994-1-1:2004: Eurocode 4. Трение и адгезия между сборными и монолитными конструкциями не учитывались. При моделировании конструкций в программном комплексе *ATENA* создан контактный слой конечных элементов, а также соответствующий материал, который описывал характер их работы. Модель *Interface Material Model* для элементов контактного слоя основана на критерии Мора – Кулона [6].

При разрушении экспериментальных моделей и их обследовании после испытаний установлено, что отсутствуют отслоения стяжки от поверхности сборной плиты и швов заполнения между плитами. Разрушения отмечаются

только в местах конструкции, где сталь примыкает к монолитному бетону, что и учтено моделированием контактной зоны «сталь – бетон». Для модели генерируется тетраэдрическая сетка с предварительной отработкой шага разбиения. Шаг разбиения модели на конечные элементы подбирается так, чтобы между двумя шагами сгущения сетки разница в расчетах не превышала 0,5 % по прогибам и напряжениям в характерных точках. На рис. 10 показаны выборочные расчетные численные модели.

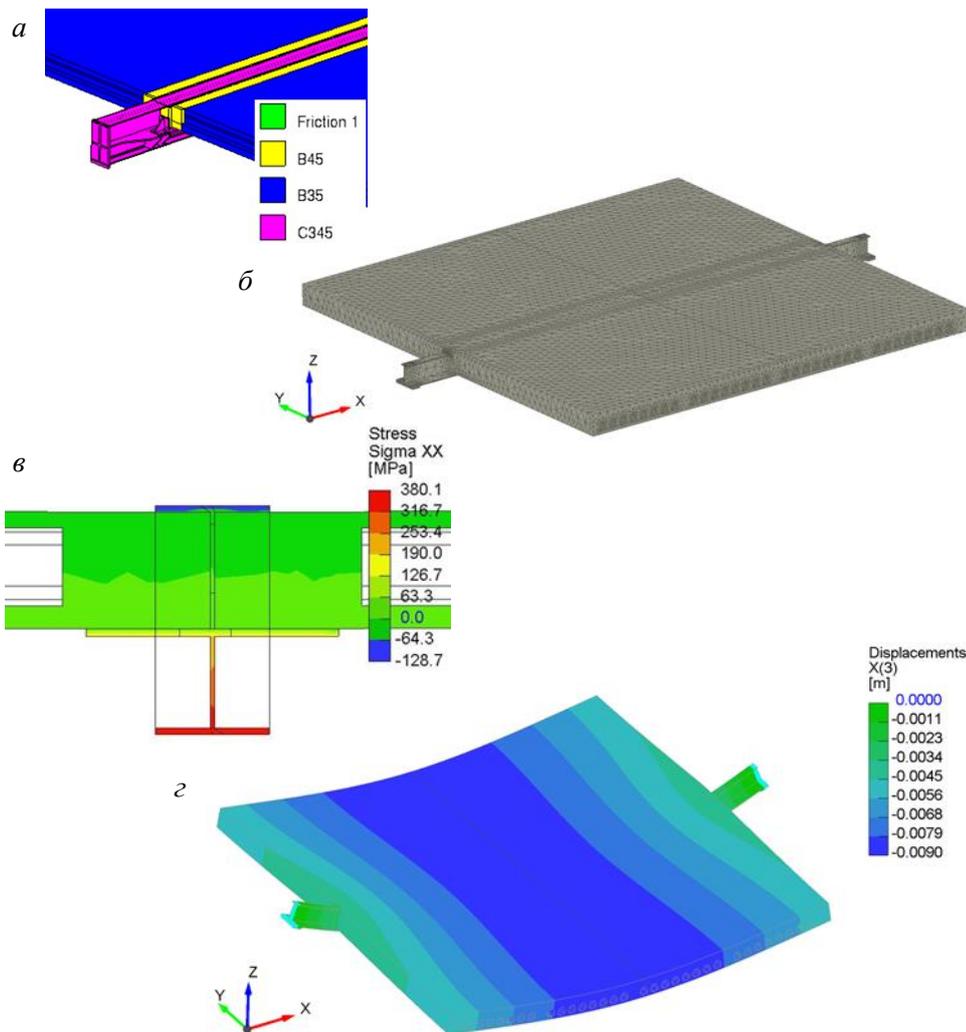


Рис. 10. Численное моделирование перекрытий:

a – опорная часть перекрытия М3.2 и материалы; *б* – общий вид модели перекрытия М3.1; *в* – напряжения в поперечном сечении в момент, близкий к разрушению перекрытия М3.2; *г* – общий вид деформированного перекрытия М3.1

Fig. 10. FEM of floors:

a – support and materials of M3.2 model; *b* – general view of M3.1 model; *c* – cross-sectional stresses at the moment close to fracture of M3.2 model; *d* – general view of deformed M3.1 model

Согласно данным рис. 11, сходимость результатов по прогибам удовлетворительная при учете работы сдвиговой контактной зоны «сталь – бетон». Разница в прогибах при нагрузках, близких к моменту разрушения конструкции, не превышает 17 %. Эта разница обусловлена отклонениями фактической прочности материалов от отклонений, принятых в результате испытания и осреднения стандартных образцов стали и бетона. В основном прогибы перекрытий близки или меньше полученных в результате численного моделирования. Учет нормативных и расчетных значений прочностных характеристик материалов даст дополнительный запас при численном моделировании. Предложенная схема моделирования конструкций позволяет достоверно учитывать особенности работы сталежелезобетонных конструкций со сборными элементами.

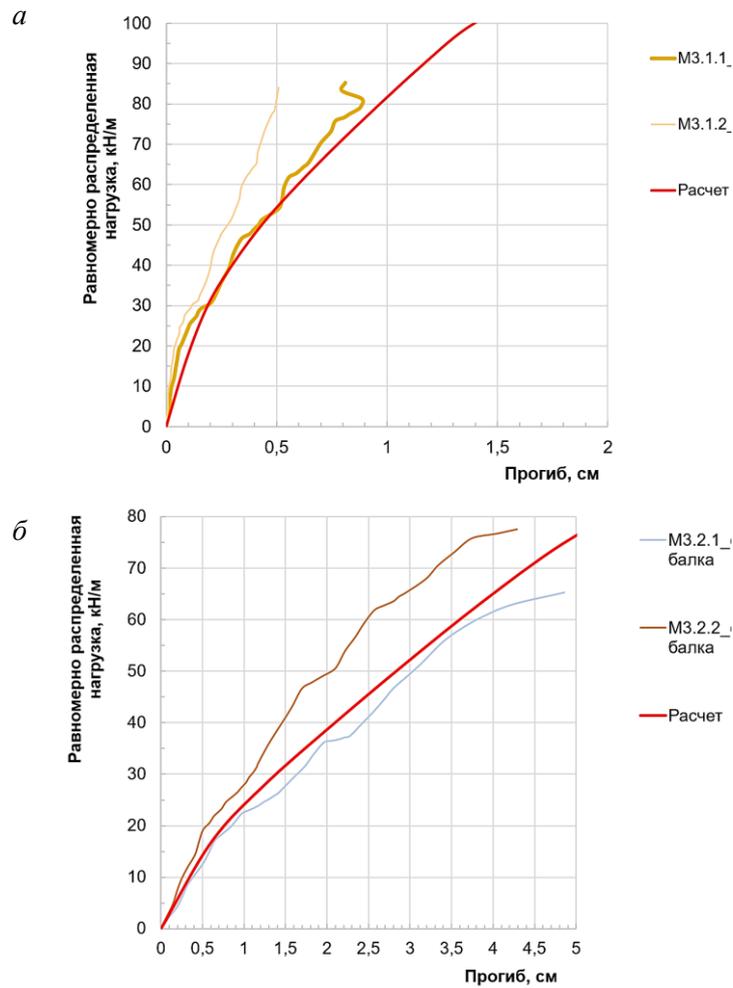


Рис. 11. Зависимость нагрузки и прогиба для численных и экспериментальных моделей М3.1 (а) и М3.2 (б)

Fig. 11. Load-bending dependences for numerical and experimental models M3.1 (a) and M3.2 (b)

Выводы

1. При работе контактной зоны «сталь – бетон» конструкции без соединительных устройств значение нормативного расчетного сопротивления $\tau_{rd} = 0,3$ МПа дает необходимый запас $\sim 30\%$ для бетонов класса прочности на сжатие В30 и выше.

2. Надежная работа контактной зоны «сталь – бетон» в виде арматурных анкеров фиксируется для всех моделей при перемещении до 2 мм. Установка упоров в частично обетонированных конструкциях увеличивает линейную работу контактной зоны в среднем в 3,2 раза. В отличие от модели М1.1, где разрушение наступает хрупко, в моделях М1.2 и М1.3 перемещение имеет пластический характер.

3. Настил из сборных плит, не жестко прикрепленный (отсутствует сварка или болты) к стальной балке, вовлекает в работу стальной балки полку шириной $2t_{sl}$, что более чем в 3 раза меньше нормативного значения $a + 6t_{sl}$. Требуется корректировка положений СП 266.1325800.2016 в части ширины свеса полки сжатого бетона, учитываемого при расчете конструкции.

4. При численном моделировании сталежелезобетонных конструкций со сборными элементами следует учитывать контактное взаимодействие «сталь – бетон», параметры которого изучены в настоящей работе для получения достоверных данных о прогибах и напряжениях, возникающих в бетоне.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Rackham J.W., Hicks S.J., Newman G.M. Design of asymmetric slimfloor beams with precast concrete slabs // The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2006. 101 p. (SCI Publication P342).
2. Лоусон Р.М., Огден Р.Дж., Рэксэм Дж.В. Сталь в многоэтажных жилых зданиях. Институт стальных конструкций. (SCI) Silwood Park. Ascot. Berkshire SL5 7QN (Великобритания), 2004. 68 с. (Публикация SCI P332).
3. 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. № 155. P. 286–300.
4. Трапуш В.И., Каприелов С.С., Конин Д.В. и др. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь – бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона // Строительство и реконструкция. 2016. № 4 (66). С. 45–55.
5. Braun M. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln // Stahlbau 83. 2014. Heft 10. P. 746–754; Heft 5. P. 302–308.
6. Červenka V., Jendele L., Červenka J. ATENA Program Documentation. Part 1. Theory. Prague, 2018. January 26. 324 p.
7. Ferreira F.P.V., Tsavdaridis K.D., Martins C.H., De Nardin S. Steel-concrete composite beams with precast hollow-core slabs: A Sustainable Solution // Sustainability. 2021. 13 (8), 4230. URL: <https://doi.org/10.3390/su13084230>
8. Goralski C. Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern : PhD Dissertation. Aachen, Germany, 2006. 218 p.
9. Hicks S.J., Lawson R.M. Design of composite beams using precast concrete slabs // The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2003. 98 p. (SCI Publication P287).
10. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs : PhD Thesis. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.

11. Lam D. Designing composite beams with precast hollow-core slabs to Eurocode 4 // *Advanced Steel Construction*. 2007. V. 3. № 2. P. 594–606.
12. Salama T., Nassif H.H. Effective flange width for composite steel beams // *The Journal of Engineering Research*. 2011. V. 8. № 1. P. 28–43.
13. Tusnín A.R., Kolyago A.A. Features of finite element analysis of steel-reinforced concrete slabs from hollow core slabs // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2018. № 456. 012095. 6 p.
14. Way A.G.J., Cosgrove T.C., Brettle M.E. Precast concrete floors in steel framed buildings // The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2007. 101 p. (SCI Publication P351).
15. Боровиков А.Г., Боровикова Н.А. Оценка напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок со сквозной стенкой // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2015. № 3. С. 219–225.
16. Веселов А.А., Чепилко С.О. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной балки // *Вестник гражданских инженеров*. 2010. № 2 (23). С. 31–37.
17. Замалиев Ф.С. К оценке прочности анкерных связей изгибаемых сталежелезобетонных элементов // *Известия КГАСУ*. 2015. № 1 (31). С. 80–85.
18. Замалиев Ф.С., Филиппов В.В. Расчетно-экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций // *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. № 7. С. 29–36.
19. Замалиев Ф.С., Биккинин Э.Г. и др. Экспериментальные исследования начального напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок и плит // *Известия КГАСУ*. 2015. № 2 (32). С. 149–153.
20. Tusnín A.P., Kolyago A.A. Конструкция и работа сталежелезобетонного перекрытия с использованием сборных пустотных железобетонных плит // *Современная наука и инновации*. 2016. № 3. С. 141–147.

REFERENCES

1. Rackham J.W., Hicks S.J., Newman G.M. Design of asymmetric slimfloor beams with precast concrete slabs. The Steel Construction Institute. Silwood Park, Ascot, Berkshire, 2006. 101 p.
2. Lawson R.M., Ogden R.J., Rackham J.V. Steel in multi-storey residential buildings. Institute of Steel Structures. Silwood Park, Ascot, Berkshire, 2004. 68 p.
3. Ahmed I.M., Tsavdaridis K.D., Ahmed I.M. The evolution of composite flooring systems: Applications, testing, modelling and Eurocode design approaches. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019; (155): 286–300.
4. Travush V.I., Kapriellov S.S., Konin D. V., et al. Shear bearing capacity of steel-concrete contact surface in steel-reinforced concrete structures for concrete of different compressive strength and fiber concrete. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016; 4 (66): 45–55. (In Russian).
5. Braun M. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. *Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. Stahlbau*. 83. 2014. Heft 10. P. 746–754; Heft 5. P. 302–308.
6. Červenka V., Jendele L., Červenka J. ATENA program documentation. Part 1. Theory. Prague, 2018. 324 p.
7. Ferreira F.P.V., Tsavdaridis K.D., Martins C.H., De Nardin S. Steel-concrete composite beams with precast hollow-core slabs: A sustainable solution. *Sustainability*. 2021; 13 (8): 4230. DOI: 10.3390/su13084230
8. Goralski C. Concrete-steel interaction in reinforced composite beams. PhD Thesis. Aachen, Germany, 2006. 218 p.
9. Hicks S.J., Lawson R.M. Design of composite beams using precast concrete slabs. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2003. 98 p.
10. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs. PhD Thesis. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.
11. Lam D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4. *Advanced Steel Construction*. 2007; 3 (2): 594–606.

12. Salama T., Nassif H.H. Effective flange width for composite steel beams. *The Journal of Engineering Research*. 2011; 8 (1): 28-43.
13. Tusnin A.R., Kolyago A.A. Features of finite element analysis of steel-reinforced concrete slabs from hollow core slabs. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2018; (456): 6.
14. Way A.G.J., Cosgrove T.C., Brettle M.E. Precast concrete floors in steel framed buildings. The Steel Construction Institute. Silwood Park, Ascot, Berkshire, 2007. 101 p.
15. Borovikov A.G., Borovikova N.A. Evaluation of stress-strain state of open-web composite beams. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2015; (3): 219–225. (In Russian)
16. Vezelov A.A., Chepilko S.O. Stress-strain state of steel-reinforced concrete beam. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2010; 2 (23): 31–37. (In Russian)
17. Zamaliev F.S. Strength of anchor bonds of bent steel-reinforced concrete elements. *Izvestiya KGASU*. 2015; 1 (31): 80–85. (In Russian)
18. Zamaliev F.S., Filippov V.V. Computational and experimental studies of steel-reinforced concrete structures. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2015; (7): 29–36. (In Russian)
19. Zamaliev F.S., Bikinin E.G., et al. Initial stress-strain state of steel-reinforced concrete beams and plates. *Izvestiya KGASU*. 2015; 2 (32): 149–153. (In Russian)
20. Tusnin A.R., Kolyago A.A. Construction and operation of steel-reinforced concrete floor using prefabricated hollow reinforced concrete slabs. *Sovremennaya nauka i innovatsii*. 2016; (3): 141–147. (In Russian)

Сведения об авторе

Конин Денис Владимирович, канд. техн. наук, ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6, konden@inbox.ru

Author Details

Denis V. Konin, PhD, Kucherenko Central Research Institute for Structural Construction, 6, 2-ya Institutskaya Str., 109428, Moscow, Russia, konden@inbox.ru

Статья поступила в редакцию 01.06.2023
Одобрена после рецензирования 12.06.2023
Принята к публикации 16.06.2023

Submitted for publication 01.06.2023
Approved after review 12.06.2023
Accepted for publication 16.06.2023