

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2023. Т. 25. № 3. С. 128–142.

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 (3): 128–142.

Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 624.072.2

DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-3-128-142

EDN: YHUYZS

ЖЕСТКОСТЬ ЧАСТИЧНО ОБЕТОНИРОВАННЫХ СТАЛЬНЫХ БАЛОК И СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Денис Владимирович Конин

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

Аннотация. *Актуальность.* Использование сталежелезобетонных конструкций перекрытий со стальными частично обетонированными балками и сборными элементами настилов – это эффективное решение с точки зрения снижения расхода материалов и повышения жесткости конструкций. Изучение жесткости подобных конструкций, принимаемых в расчетах как отдельных элементов, так и зданий в целом, является актуальной задачей.

В процессе работы изучены и проанализированы результаты экспериментальных исследований жесткости частично омоноличенных сталежелезобетонных балок и балок в составе полноразмерных перекрытий.

Цель исследований: выявление действительных значений изгибной жесткости конструкций.

Основные результаты. Анализ экспериментальных исследований показывает, что график жесткости простых сталежелезобетонных балок любой формы можно разбить на 3 этапа: первоначальное падение жесткости, этап нормальной работы, этап перехода в предельное состояние с последующим разрушением. Для каждого вида исследованных балок установлены соответствующие границы этапов работы. Расчетное значение величины жесткости комбинированного поперечного сечения частично обетонированной балки при наличии стержневой арматуры определяется по известным формулам в нормативных документах. Жесткость элементов без стержневой арматуры следует определять с понижающим коэффициентом. Испытания полноразмерных перекрытий с частично обетонированными балками и сборными перекрытиями подтверждают возможность использования нормативных формул расчета жесткости, однако следует принимать в расчет ширину сжатой полки в 3 раза меньше, чем для монолитной плиты.

Выводы. Разрушение комбинированной изгибаемой сталежелезобетонной конструкции, сопровождающееся развитием пластических деформаций в полках двутавра, разрушением сжатого бетона и контактной зоны «сталь – бетон», не приводит к «обнулению» ее жесткости. Остаточная жесткость при достижении ею предельного состояния по прочности составляет не менее 60–70 % от ее нормативного значения. Этот запас жесткости может быть использован при расчетах зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение.

Ключевые слова: бетон, сталь, сталежелезобетонная конструкция, стержневая арматура, сборный элемент, жесткость, прогиб, изгиб

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. Жесткость частично обетонированных стальных балок и сталежелезобетонных перекрытий // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. Т. 25. № 3. С. 128–142. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-3-128-142. EDN: YHUYZS

ORIGINAL ARTICLE

RIGIDITY OF PARTIALLY CONCRETED STEEL BEAMS AND STEEL-REINFORCED FLOORS

Denis V. Konin

Koucherenko Central Research Institute of Civil Structures, Moscow, Russia

Abstract. The use of steel-reinforced (composite) floor structures with partially concreted steel beams and prefabricated flooring elements is an effective solution in terms of reducing the material consumption and increasing the structural rigidity. The experimental results of partially concreted composite beams and beams as part of full-size ceilings are studied and analyzed herein. It is shown that the stiffness graph of simple steel-reinforced concrete beams of any shape can be divided into 3 stages: an initial stiffness drop, normal operation, and transition to the limit state with subsequent destruction. The boundaries of these stages are identified for each beam type. The stiffness of the combined cross-section of the partially concreted beam with the rod reinforcement is calculated using well-known formulas from regulatory documents. The element rigidity without rod reinforcement is determined with the decreasing coefficient. Tests of full-size ceilings with partially concreted beams and prefabricated floors confirm the possibility of using standard formulas for the stiffness calculation. However, the width of the compressed concrete flange should be taken into account by less than 3 times than for monolithic slab. The destruction of bending composite structure is accompanied by plastic deformation in flanges of I-beam, destruction of compressed concrete and steel-concrete interaction. However, it does not lead to zeroing of its rigidity. When residual stiffness reaches the ultimate strength state, it is at least 60–70 % of its normative value. This rigidity can be used for the progressive collapse analysis of buildings.

Keywords: concrete, steel, composite steel, reinforcement, precast structure, rigidity, deflection, bending

Funding: Experimental research was financially supported by the Steel Building Development Association.

Acknowledgements: The author expresses gratitude I.I. Vedyakov, DSc, S.S. Kapriellov, DSc, I.A. Chilin, DSc, and A.V. Buchkin, PhD for their assistance in organizing and conducting the experiment. The author likes to thank A.S. Krylov, PhD and I.V. Rtscheva, PhD for their help with the experimental data processing.

For citation: Konin D.V. Rigidity of partially concreted steel beams and steel-reinforced floors. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo

Введение

Эффективность конструкций, в которых стальные и железобетонные изгибаемые элементы включаются в совместную работу, обсуждается во многих отечественных и иностранных источниках [1, 2, 3, 4, 5, 6]. Частично обетонированные сталежелезобетонные конструкции имеют некоторые особенности работы [4, 7, 8], однако в то же время являются недостаточно изученными с экспериментальной точки зрения. Они обладают рядом свойств, которые необходимо учитывать при конструировании и расчетах [7, 8, 9, 10, 11, 12]. В частности, к таким конструкциям неприменимы конструктивные требования по величинам защитных слоев, правила анкеровки арматуры, минимальные требования к армированию изгибаемых элементов и другие требования СП 63.13330 «Бетонные и железобетонные конструкции» и СП 266.1325800 «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования». Наличие включенных в работу сборных элементов перекрытий (настилов) увеличивает жесткость конструкции, однако конструкции объединения при этом могут быть чрезвычайно сложными: соединения плит с балками на болтах с предварительным натяжением [2], приварка закладных деталей к балке [1], устройство специальных упоров на балках в швах плит [5], бетонирование пустот перекрытий с пропуском в них арматуры, устройство стад-болтов на стенках и полках балок [4, 6, 7, 8, 12, 13].

Целью настоящей работы являлось выявление действительных значений изгибной жесткости для частично обетонированных сталежелезобетонных конструкций, а также для конструкций, которые включают в работу сборные элементы перекрытий. Задачи исследования: верификация существующих нормативных методик расчета приведенной жесткости с экспериментальными данными; установление эффективности простого способа объединения стальной балки и сборных железобетонных элементов в виде упора на опоре стальной балки.

Методы

Для выявления значений жесткости сталежелезобетонных частично обетонированных балок создано 4 вида моделей (рис. 1). Балки изготовлены путем частичного обетонирования бетоном класса прочности на сжатие В30 стального профиля 20Ш1 по ГОСТ Р 57837–2017 из стали С255. Модели М2.2, М2.3 и М2.4 армируются продольной стержневой арматурой диаметром 8, 10, 16 и 20 мм, а также поперечной арматурой диаметром 10 мм класса А500С. На стенке стального двутавра в моделях М2.3 предусмотрена установка гибких упоров из арматурной стали диаметром 10 мм класса А500С (длина – 50 мм, шаг – 250 мм по высоте). Полка тавровой балки М2.4 армируется сеткой из арматуры d8 класса А500С с шагом 150×150 мм. Ширина полки бетона тавровой балки – 700 мм, толщина полки – 76 мм, защитный слой между поверхностью бетона и верхней полкой стальной балки – 36 мм. Поверхность стальных балок не подвергалась очистке от окалины и ржавчины, были уда-

лены только грубые загрязнения в виде масла, пыли и грязи, окалины. Всего было изготовлено 12 балок (по 3 шт. каждого вида).

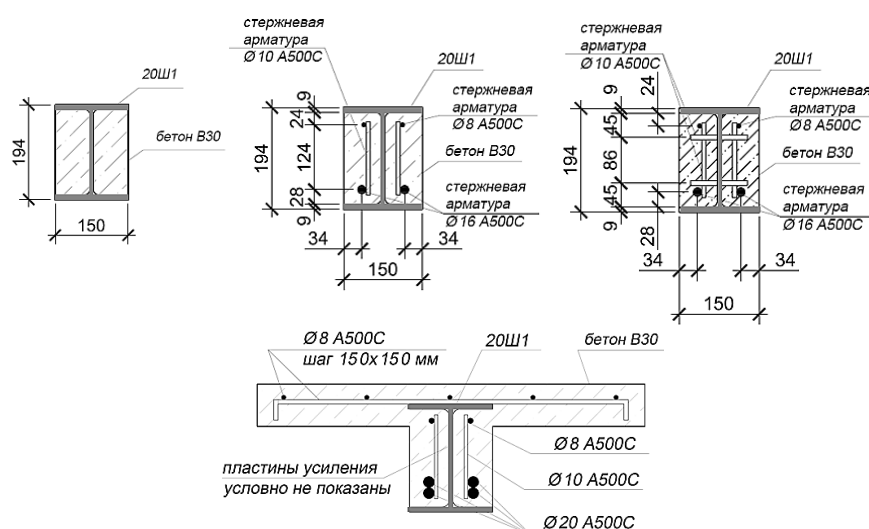


Рис. 1. Поперечное сечение балок M2.1, M2.2, M2.3, M2.4

Fig. 1. Cross section of beams M2.1, M2.2, M2.3, M2.4

Для проверки гипотез по величинам жесткости частично обетонированных стальных балок и для выявления закономерностей их работы с элементами из сборного железобетона проведены испытания полноразмерных моделей перекрытий с двумя видами опирания (рис. 2, а, б) – на нижний пояс стальной балки (МЗ.1) и на среднюю специальную полку так, чтобы верх плит совпадал с верхом балки (МЗ.2). Модели представляют собой трехбалочные конструкции, которые имели 6 неподвижных опор в виде стальных жесткозакрепленных в основании стоек, 3 балки пролетом 6 м и сборное перекрытие из преднапряженных многпустотных плит длиной 5 м и толщиной 160 мм. Включение в совместную работу стальных балок и плит осуществлялось за счет сил трения, установки прижимных уголков в приопорных зонах балок, препятствующих смещению плит при изгибе, заполнением полостей между стенкой стальной балки и торцами перекрытий (рис. 2, в), частичным омоноличиванием пустот в плитах на глубину 100–150 мм. Зазор между боковой гранью плиты и упором из уголка 100×10 мм в приопорной зоне балки заполнялся бетоном, что предотвращало сдвиг сборных плит при работе балки на изгиб и обеспечивало передачу сил сдвига (S) на стальную балку.

Для МЗ.1 был использован несимметричный сварной двутавр высотой 214 мм (рис. 2, а) из стали С255, для МЗ.2 – прокатный профиль 30Б1 по ГОСТ Р 57837–2017 (рис. 2, б). Швы между плитами, между стальными балками и плитами, пустоты заполнены самоуплотняющейся бетонной смесью на мелком заполнителе фракции 5–10-го класса по прочности на сжатие В40. Совместная работа плит перекрытий между собой обеспечена посредством устройства продольных монолитных шпонок из того же бетона. Для получе-

Согласно формуле Г.11 СП 266.1325800.2016, приведенная жесткость поперечного сечения вычисляется путем суммирования жесткостей составных частей элементов:

$$D = k_b E_{b1} I + k_s (E_s I_s + E_{st} I_{st}), \quad (2)$$

где E_s, E_{st} – модули упругости бетона, гибкой и жесткой арматуры соответственно; E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным при непродолжительном действии нагрузки, $E_{b1} = 0,85E_b$. Коэффициенты k_b и k_s учитывают длительность действия нагрузки. По приведенной выше формуле можно вычислить нормативное теоретическое значение жесткости соответствующего элемента. Ввиду того, что конструкции испытывались на непродолжительное (кратковременное) действие нагрузки, далее сравнение экспериментальных данных с нормативным будет выполняться для модуля бетона E_{b1} .

График зависимости жесткости D от приложенного приведенного момента M/M_{ult} для простых балок приведен на рис. 3, тавровых балок – на рис. 4 (M_{ult} – предельный момент, действующий в балке и соответствующий ее разрушению при испытаниях). Жесткость D для прямоугольных и тавровых балок построена путем осреднения экспериментальных прогибов при одинаковых значениях приведенных моментов по трем одинаковым испытанным балкам группы.

Частично обетонированные балки прямоугольного сечения (группы М2.1, М2.2, М2.3) имеют график жесткости D , который можно условно разделить на 3 участка (рис. 3): первоначальное падение жесткости при моментах от 0 до $0,2 M/M_{ult}$; нормальная работа, когда жесткость имеет практически одно и то же значение при моментах от $0,2$ до $0,8 M/M_{ult}$; начало разрушения и переход к предельному состоянию при моментах от $0,8$ до $1 M/M_{ult}$.

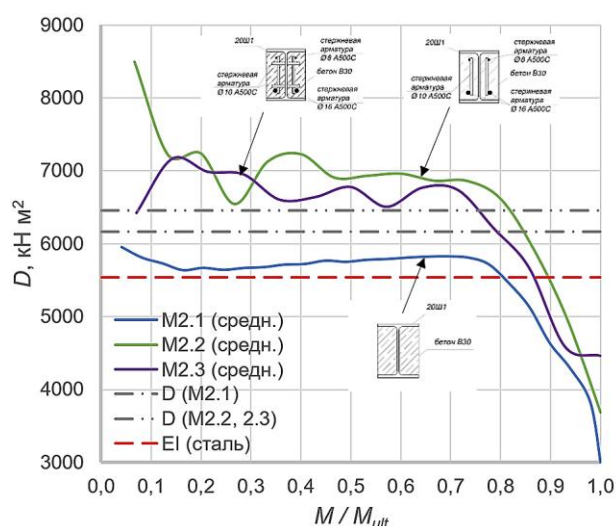


Рис. 3. Жесткость простых частично обетонированных балок прямоугольного сечения
Fig. 3. Rigidity of simple partially concreted beams with rectangular cross section

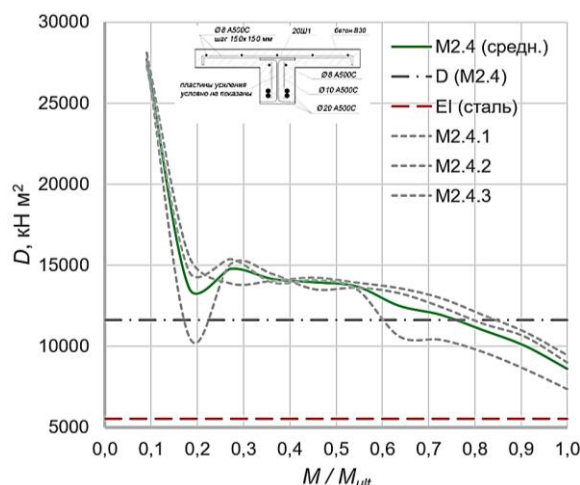


Рис. 4. Жесткость простых частично обетонированных балок таврового сечения
Fig. 4. Rigidity of simple partially concreted T-beams

Сравним значения жесткостей балок на участке нормальной работы с нормативными значениями (табл. 1). Балки без дополнительного продольного армирования бетона (модели балок M2.1) показывают значение жесткости на 7,4 % ниже, чем по формуле Г.11 СП 266.1325800.2016. Жесткость сталежелезобетонной конструкции по сравнению с простой стальной балкой при этом больше всего на 3,5 % (красный пунктир на рис. 3). Прочности сцепления контактной поверхности «сталь – бетон» и дополнительных сил трения, возникающих между бетоном и внутренней поверхностью полки двутавра, недостаточно для обеспечения совместной работы стали и бетона.

Балки с дополнительным продольным армированием, в том числе с установленными гибкими упорами по стенке двутавра (модели балок M2.2, M2.3), показывают большие значения жесткости на 3,5...6,8 %, чем по формуле Г.11 СП 266.1325800.2016. При этом дополнительное продольное армирование бетона позволяет увеличить жесткость конструкции на 17,2...20,0 % по сравнению со стальной балкой. Экспериментально полученные значения жесткости для данных групп балок практически не отличаются (6928 кНм² для M2.2 и 6690 кНм² для M2.3 с упорами). Это позволяет заключить, что установка упоров по стенке не является эффективным способом увеличения степени совместной работы стали и бетона. Все модели сталежелезобетонных балок на участке начала разрушения при переходе к предельному состоянию (при моментах от 0,8 до 1 M/M_{ult}) показывают резкое снижение жесткости в среднем до 3 700 кНм², что составляет около 60 % от «нормативной» жесткости по формуле Г.11 СП 266.1325800.2016. Подчеркнем, что разрушение комбинированной изгибаемой сталежелезобетонной конструкции, которое сопровождается развитием пластических деформаций в полках двутавра, разрушением сжатого бетона и контактной зоны «сталь – бетон», не приводит к «обнулению» ее жесткости.

Тавровые балки (группа M2.4), так же как и частично обетонированные, имеют график жесткости D , который можно условно разделить на 3 участка

с такими же границами (рис. 4). Отличие заключается в том, что на участке нормальной работы от 0,2 до $0,8 M/M_{ult}$ жесткость не является постоянной, а плавно снижается до «нормативного» значения. Балки с шириной бетонной полки $L/4$ показывают фактическую жесткость на участке нормальной работы на 11,8 % больше, чем по формуле Г.11 СП 266.1325800.2016. Остаточная жесткость тавровой сталежелезобетонной балки при наступлении предельного состояния составляет 73 % (8608 кНм^2) от жесткости по формуле Г.11 СП 266.1325800.2016.

Таблица 1

Table 1

Группа моделей	Участок нормальной работы	D на участке норм. работы, кНм^2	D по СП 266, кНм^2	$1 - \frac{D_4}{D_3}$	$1 - \frac{EI_{st}}{D_3}$
M2.1	$0,2 \dots 0,8 M/M_{ult}$	5742	6168	-7,4 %	3,5 %
M2.2	$0,2 \dots 0,8 M/M_{ult}$	6928	6456	6,8 %	20,0 %
M2.3	$0,2 \dots 0,8 M/M_{ult}$	6690	6456	3,5 %	17,2 %
M2.4	$0,2 \dots 0,8 M/M_{ult}$	13 199	11 639	11,8 %	58,0 %

Модели полноразмерных перекрытий M3.1 и M3.2, каждое из которых было испытано в двух экземплярах, работают несколько иначе, чем простые балки. График жесткости D можно условно разделить на 2 участка (рис. 5 и 6): первоначальное падение жесткости примерно на порядок при моментах от 0 до $0,5 M/M_{ult}$; жесткость имеет практически одно и то же значение при моментах от 0,5 до $1,0 M/M_{ult}$. Третий участок работы комбинированной балки, предшествующий наступлению предельного состояния, отсутствует ввиду того, что разрушение перекрытия наступало по железобетону сборных железобетонных плит, а не по элементам сталежелезобетонной конструкции.

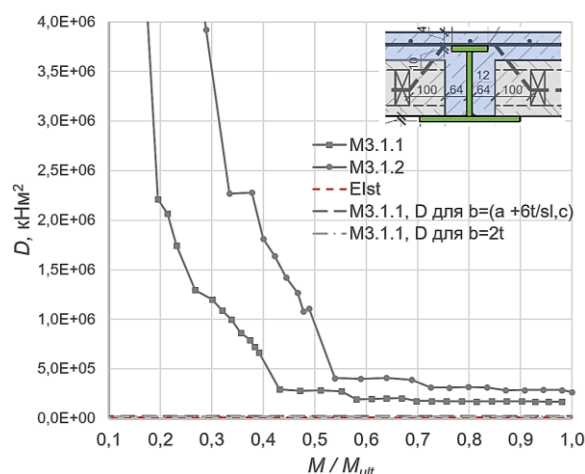


Рис. 5. Жесткость средней балки моделей перекрытий M3.1 с опиранием плит на нижний пояс
Fig. 5. Rigidity of middle beam M3.1 with plates resting on the lower belt

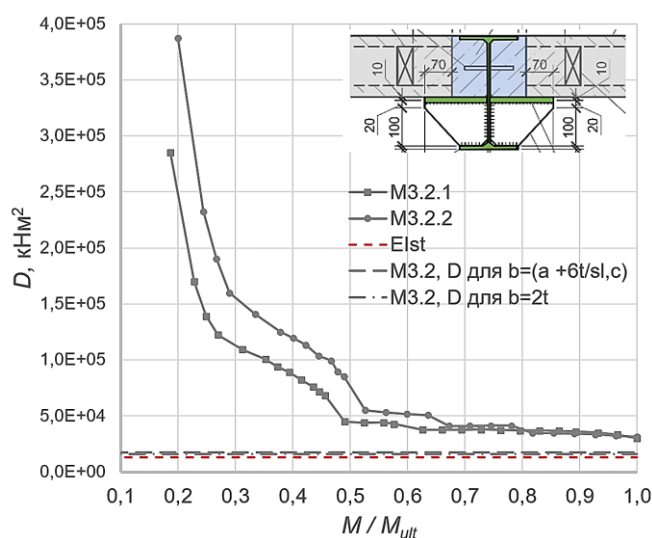


Рис. 6. Жесткость средней балки моделей перекрытий М3.1 с опиранием плит на нижний пояс
 Fig. 6. Rigidity of middle beam M3.1 with plates resting on the lower belt

Анализ полученных при испытаниях результатов показывает существенное превышение значений жесткости относительно ожидаемых по формуле Г.11 СП 266.1325800.2016 (табл. 2). Так, для моделей перекрытия при наличии армированной набетонки сверху сборных плит характерно превышение фактической жесткости относительно «нормативной» в 7 раз (модель М3.1.1, монолитный бетон В35) и в 14,8 раза (модель М3.1.2, монолитный бетон В43). Для моделей М3.2, которые имеют только омоноличивание торцов плиты и пазухи между плитами и стальной балкой бетоном В35, превышение фактической жесткости относительно «нормативной» составляет 2,3 раза.

Таблица 2
 Table 2

Группа моделей		Участок нормальной работы	D на участке норм. работы, кНм ²	D по СП 266, кНм ²	EI_{st} , кНм ²	$\frac{D_3}{D_4}$	$\frac{D_3}{EI_{st}}$
М3.1.1	В35	0,5...1,0 M/M_{ult}	191 321	26 979	9046	7,1	21,2
М3.1.2	В43	0,5...1,0 M/M_{ult}	384 168	25 966	9046	14,8	42,5
М3.2	В35	0,5...1,0 M/M_{ult}	39 642	17 432	13 118	2,3	3,0

Как видно из представленных графиков (рис. 5 и 6), а также данных табл. 2, включение монолитного и сборного железобетона позволяет увеличить жесткость конструкции при наличии армированной набетонки до 21...42 раз (модель М3.1), а при ее отсутствии – до 3 раз (модель М3.2) по сравнению со стальной балкой. Данное существенное отличие ожидаемых и фактических величин жесткости объясняется тем, что модели перекрытий работают по пространственной

схеме, а главные балки, изгибаясь, вовлекают в пространственную работу элементы железобетонного настила, который до разрушения связей между ними и стальной конструкцией работает как ортотропная оболочка. Это в большей степени справедливо для модели перекрытия, имеющего сверху настила армированную набетонку (М3.1), где отмечена максимальная разница между экспериментальным и «нормативным» значением жесткости балочного элемента.

Моделирование отдельных балок перекрытий как в расчетных комплексах, так и в экспериментах не могут достоверно спрогнозировать работу перекрытий, которые являются пространственными конструкциями. При сравнении работы тавровой балки (М2.4), которая наиболее близко моделирует среднюю балку перекрытия, с работой такой же балки полноразмерного перекрытия (М3.1) установлено, что в отдельной балке не возникает «поддерживающего» эффекта от оболочки перекрытия, и она работает так, как и ожидается для простой балки. В то же время для оценки несущей способности всего перекрытия, выявления достоверной картины его работы необходимо моделирование участка перекрытия с необходимым количеством ячеек. Выводы о резервах несущей способности или эффективности работы того или иного конструктивного решения можно делать только по результатам моделирования участка перекрытия, а не отдельных балок.

Б. Прогибы и развитие трещин

В развитие анализа полученных экспериментальных результатов по жесткости конструкций разных масштабов и степени детализации необходимо проанализировать прогибы перекрытий и отдельных испытанных конструкций. Для того, чтобы можно было сравнить прогибы от моментов в конструкциях различных пролетов, приведем прогибы к безразмерной величине f/L , где f – значение прогиба, а L – пролет конструкции. На рис. 7 представлены графики зависимости относительных значений прогиба от моментов для всех испытанных на изгиб конструкций: простых частично обетонированных балок (М2.1, М2.2, М2.3, М2.4) и моделей перекрытий (М3.1, М3.2).

В табл. 3 приведены значения предельных моментов, полученных при испытаниях M_{ult} , и их сравнение с теоретическими значениями предельных моментов по нормам на сталежелезобетонные конструкции ($M_{ult(СП266)}$).

Сравнение 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 поднимает ее несущую способность незначительно. Несмотря на то, что расчет по предельным состояниям 1-й группы дает запас относительно результатов испытаний, расчет жесткости таких конструкций запаса не имеет (см. табл. 1 и рис. 3). Наличие арматуры улучшает трещиностойкость конструкций: балки без дополнительной арматуры (М2.1) имеют ширину раскрытия трещин 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.

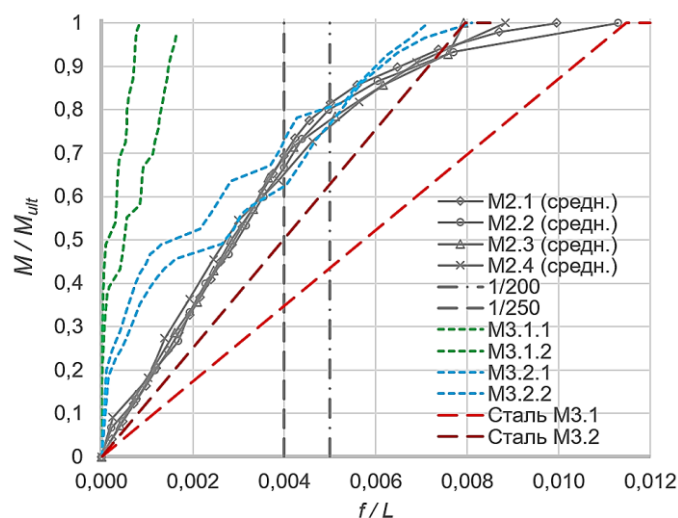


Рис. 7. Прогиб простых частично обетонированных балок и средних балок полноразмерных перекрытий М3.1 и М3.2

Fig. 7. Deflection of simple partially concreted and medium beams of full-size floors М3.1 and М3.2

Таблица 3

Table 3

Группа моделей	Предельный момент по испытаниям M_{ult} , кНм	Предельный момент по СП 266 $M_{ult(СП266)}$, кНм	$\frac{M_{ult(СП266)}}{M_{ult}}$	f / L при $M_{ult(СП266)}$	a_{crs} при $M_{ult(СП266)}$, мм
М2.1	111,4	86,3	0,77	0,0045	0,37
М2.2	142,7	111,4	0,78	0,0050	0,13
М2.3	138,1	111,4	0,81	0,0057	0,18
М2.4	270,1	212,6	0,79	0,0056	0,29
М3.1.1 (В43)	452,0	321,3	0,71	0,0012	—
М3.1.2 (В35)	362,0	315,2	0,87	0,00074	—
М3.2 (средн.)	375,0	324,5	0,86	0,0059	—

На рис. 8 приведены результаты замеров раскрытия трещин на всех этапах испытаний балок. Видно, что показатели раскрытия трещин для балок М2.1.1...М2.1.3 (без продольной арматуры) не попадают в границы, очерченные вертикальной линией (0,3 мм) и горизонтальной линией ($\frac{M_{ult(СП266)}}{M_{ult}} = 0,8$).

Данное обстоятельство говорит о том, что такие балки не попадают в «нормативные границы» прочности и раскрытия трещин. Сверхнормативные трещины образуются в них при меньших нагрузках, чем наступает первое предельное состояние, а значит, проектирование оптимальных частично обетонированных конструкций без стержневой арматуры будет затруднительно.

Для всех конструкций, кроме перекрытия с армированной набетонкой МЗ.1, характерна практически линейная работа в диапазоне усилий от 0 до $0,7 \dots 0,8 M/M_{ult}$. То есть прогибы линейно увеличиваются при увеличении момента. При моментах свыше $0,8 M/M_{ult}$ начинается участок значительных упругопластических деформаций конструкций. Работа при моментах свыше $0,8 M/M_{ult}$, как было показано выше, сопровождается резким падением жесткости конструкции и ее переходом в предельное состояние. На рис. 7 видно, что перекрытие МЗ.2 (без набетонки) по критерию прогибов на начальных этапах нагружений (до $0,5 M/M_{ult}$) работает как оболочка и только при начале трещинообразования начинает работать как балочная система. График деформации средней балки перекрытия МЗ.2 (голубые пунктирные линии) огибает графики деформаций простых балок (серые линии с маркерами). Средняя балка перекрытия МЗ.1 с набетонкой (зеленая пунктирная линия) продолжает работать линейно даже при приближении к предельным значениям моментов, т. к. при испытаниях не было достигнуто предельное состояние комбинированной балки, а разрушения произошли по наклонным трещинам сборных плит настила. Таким образом, при нагрузках до $0,8 M/M_{ult}$ прогибы комбинированных частично обетонированных статически определимых конструкций могут быть вычислены по простейшим формулам строительной механики с учетом приведенной жесткости D по СП 266.1325800.2016, а построения сложных численно-аналитических моделей (как, например, в работах [3, 9, 14, 15]) не требуется.

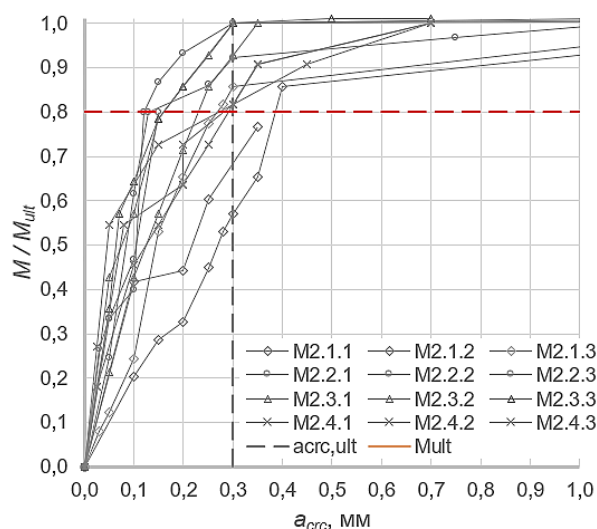


Рис. 8. Диаграмма развития трещин в бетонной части частично обетонированных балок
Fig. 8. Crack development in concrete of partially concreted beams

Выводы

При расчетах сталежелезобетонных конструкций по второму предельному состоянию для определения прогибов с достаточной точностью можно пользоваться известными формулами вычисления прогибов. Жесткость для определения прогибов следует принимать в соответствии с правилами Г.11 СП 266.1325800.2016. Для простых конструкций, которые не предполагают пространственную работу (жесткость по одному из направлений существенно превышает жесткость по другому), точность вычислений жесткости и, соответственно, прогибов будет составлять примерно 10 %. Причем расчётные формулы будут давать запас. Жесткость элементов, не армированных стержневой арматурой, а имеющих только жесткую арматуру в виде сварных или прокатных профилей, следует дополнительно понижать на 15 % относительно нормативного значения жесткости по СП 266.1325800.2016.

Наличие гибких упоров по стенке стальной балки в сталежелезобетонной конструкции не приводит к какому бы то ни было увеличению жесткости комбинированной конструкции. Наличие продольной арматуры в пазах двутавровых балок при обетонировании сборных элементов существенно повышает эффективность работы комбинированной конструкции. Косвенно наличие продольной арматуры повышает прочность сцепления контактной поверхности «сталь – бетон» и увеличивает дополнительные силы трения, возникающие между бетоном и внутренней поверхностью полки двутавра.

Разрушение комбинированной изгибаемой сталежелезобетонной конструкции, которое сопровождается развитием пластических деформаций в полках двутавра, разрушением сжатого бетона и контактной зоны «сталь – бетон», не приводит к «обнулению» ее жесткости. Остаточная жесткость балки при достижении ею предельного состояния по прочности составляет не менее 60–70 % от ее «нормативного» значения. Этот ресурс жесткости комбинированной конструкции может быть использован при расчетах зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Лоусон Р.М., Огден Р.Дж., Рэкхэм Дж.В. Сталь в многоэтажных жилых зданиях. Институт стальных конструкций. (SCI) Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN (Великобритания), 2004. – 68 с. (Публикация SCI P332).
2. 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.
3. Rackham J.W., Hicks S.J., Newman G.M. Design of Asymmetric Slimfloor Beams with Precast Concrete Slabs. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2006. 101 p. (SCI Publication P342).
4. 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.
5. 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.
6. Замалиев Ф.С., Филиппов В.В. Расчетно-экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 7. С. 29–36.

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. 4230. URL: <https://doi.org/10.3390/su13084230>
8. Goralski C.R. 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. 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.
11. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs : PhD thesis. Dennis Lam. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.
12. Lam D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4 // Advanced Steel Construction. 2007. V. 3. № 2. P. 594–606.
13. 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).
14. 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.
15. Веселов А.А., Чепилко С.О. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной балки // Вестник гражданских инженеров. 2010. № 2 (23). С. 31–37.

REFERENCES

1. Lawson R.M., Ogden R.J., Rackham J.W. Steel in multi-storey residential buildings. Institute of Steel Structures. Silwood Park, Ascot, Berkshire SL5 7QN (UK), 2004. 68 p. Publication SCI P332.
2. 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): 286–300.
3. Rackham J.W., Hicks S.J., Newman G.M. Design of asymmetric slim floor beams with precast concrete slabs. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2006. 101 p. (SCI Publication P342).
4. Braun M. Experimental investigations of slim-floor beams in composite construction. *Investigations on the composite effect of concrete dowels*. 2014; 83 (10): 746–754; (5): 302–308.
5. 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)
6. 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)
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: 4230. Available: doi.org/10.3390/su13084230
8. Goralski C. Interaction of concrete and steel profile in the case of chamber-reinforced composite beams. PhD Thesis. Aachen, Germany, 2006. 218 p.
9. Hicks S.J.R., Lawson M. Design of composite beams using precast concrete slabs. The Steel Construction Institute. Silwood Park. Ascot. Berkshire, 2003. 98 p. (SCI Publication P287).
10. Zamaliev F.S., Bikkini E.G., et al. Experimental studies of the initial stress-strain state of steel-reinforced concrete beams and plates. *Izvestiya KGASU*. 2015; 2 (32): 149–153. (In Russian)
11. Lam D. Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs: PhD Thesis. University of Nottingham, UK, 1998. 303 p.
12. Lam D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4. *Advanced Steel Construction*. 2007; 3 (2): 594–606.
13. 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).

14. Borovikov A.D., 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)
15. Vezelov A.A., Chepilko S.O. Stress-strain state of a steel-reinforced concrete beam. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2010; 2 (23): 31–37. (In Russian)

Сведения об авторе

Конин Денис Владимирович, канд. техн. наук, Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций имени В.А. Кучеренко АО «НИЦ “Строительство”», 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6, konden@inbox.ru

Author Details

Denis V. Konin, PhD, Koucherenko Central Research Institute of Civil Structures, 6, 2nd Institutskaya Str., 109428, Moscow, Russia, konden@inbox.ru

Статья поступила в редакцию 01.06.2023
Одобрена после рецензирования 09.06.2023
Принята к публикации 13.06.2023

Submitted for publication 01.06.2023
Approved after review 09.06.2023
Accepted for publication 13.06.2023