СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

УДК 624.012.4, 624.014.2

DOI: 10.22227/2305-5502.2021.2.1

Экспериментальные исследования силы сцепления стальной оцинкованной пластины и бетона

Т.И. Ахрамочкина

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Приведены данные экспериментальных исследований по определению силы сцепления стальной оцинкованной пластины и бетона. Испытания проводились на четырех образцах. Прямоугольные пластины, замоноличенные в бетонный параллелепипед, имели разные типы поверхностей: гладкая, перфорированная отверстиями, с соединительными элементами в виде болтов, с выштампованными «шипами». Проанализировано поведение образцов при загрузке, даны диаграммы зависимости перемещений от нагрузки и определено расчетное сопротивление для расчета силы сцепления бетона и стальной оцинкованной пластины.

Материалы и методы. Осуществлены испытания четырех образцов, которые состояли из стальной оцинкованной пластины, замоноличенной в бетонный параллелепипед. Эксперимент проводился на установке, состоящей из силовой рамы и гидравлического цилиндра, который выдергивал из бетонного параллелепипеда стальную пластину.

Результаты. Получены зависимости деформирования образцов, построены графики зависимости перемещения от нагрузки для четырех типов подготовки поверхностей, выявлены значения нагрузки, при которой происходит разрушение образцов и зависимость разрушающей нагрузки от конструкции замоноличенной части пластины. Установлен характер разрушения бетона на границе с оцинкованной пластиной.

Выводы. Результаты эксперимента позволяют сделать вывод о том, что в композитных конструкциях с применением гнутых профилей обеспечение совместной работы бетона и стальной балки возможно без использования дополнительных элементов. Адгезионные свойства материалов и выштампованная часть профиля способны воспринимать сдвигающие усилия, возникающие в конструкциях. Для более точного расчета перекрытий с применением гнутых профилей планируется провести дополнительные экспериментальные исследования. В этих экспериментах будут испытаны образцы, в которых гнутый профиль замоноличен в бетон.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сцепление металла с бетоном, соединительные элементы, сталежелезобетонное перекрытие, выштамповки, стальная оцинкованная пластина, прочность сцепления

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Ахрамочкина Т.И. Экспериментальные исследования силы сцепления стальной оцинкованной пластины и бетона // Строительство: наука и образование. 2021. Т. 11. Вып. 2. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru> DOI: 10.22227/2305-5502.2021.2.1

Experimental studies of the adhesion force between a zinc-coated steel plate and concrete

Tatiana I. Akhramochkina

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The co-authors present the findings of experimental studies of the adhesion force arising between a zinc-coated steel plate and concrete. Four specimens were used in testing. Rectangular plates, embedded in a concrete parallelepiped, had different types of surfaces. They were smooth, perforated with holes, or they had connecting elements such as bolts or spikes. The behavior of specimens under loading is analyzed; graphs, describing the dependency between displacements and loading are provided, and the design resistance is determined to analyze the adhesion force between concrete and a zinc-coated steel plate.

Materials and methods. Four specimens were used in testing. Each specimen represented a zinc-coated steel plate embedded in a concrete parallelepiped. A test bench, consisting of a load frame and a hydraulic cylinder, which pulled the steel plate out of a concrete parallelepiped, was used in the experiment.

Results. Deformation dependences of specimens were obtained, graphs describing the dependence of displacement on loading were drawn for four types of surfaces, loading values that trigger the failure of specimens and dependence between

the loading value, that triggers the failure, and the structure of the embedded part of the plate, are identified. The nature of the concrete failure at the interface with a zinc-coated plate is tracked.

Conclusions. The results of the experiment enable us to conclude that the joint action of concrete and a steel beam is possible without the use of additional elements in composite structures that have bent profiles. The adhesion properties of materials and the stamped part of the profile are capable of absorbing shear forces arising in structures. For a more accurate analysis of floor slabs that contain bent profiles, additional experimental studies are to be conducted. Specimens, having bent profiles embedded in concrete, will be tested in the course of these experiments.

KEYWORDS: metal to concrete adhesion, connecting elements, steel-reinforced concrete floors, slotting, zinc-coated steel plate, adhesion strength

FOR CITATION: Akhramochkina T.I. Experimental studies of the adhesion force between a zinc-coated steel plate and concrete. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2021; 11(2):1. URL: <http://nso-journal.ru> DOI: 10.22227/2305-5502.2021.2.1 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

Для обеспечения работоспособности и требуемой несущей способности сталежелезобетонных систем необходимо выбрать простой и эффективный способ соединения железобетона со стальным профилем, применение которого обеспечит их совместную работу [1, 2]. Наиболее распространенным методом решения этой задачи является использование соединительных элементов. В качестве таких элементов могут выступать жесткие или гибкие упоры, стаб-болты, высокопрочные болты и шпильки [3–5]. Однако соединительные элементы усложняют расчет и производство конструкции, повышают стоимость [6].

Важными факторами, обеспечивающими совместную работу композитной конструкции, служат:

- механическое сцепление, возникающее при сопротивлении бетона усилиям смятия и среза и обусловленное возможными неровностями стального профиля;
- силы трения и обжатия, возникающие благодаря усадке бетона при твердении цементной смеси;
- химическое взаимодействие массы цементного вяжущего с поверхностью металла, процессы адгезии [7].

С целью оценки сил сцепления между бетоном и гнутым профилем проведены испытания образцов, в которых стальные пластины взаимодействуют с бетоном без применения дополнительных соединительных элементов [8, 9]. Цель экспериментальных исследований — определение прочности сцепления бетона и стальной тонкостенной оцинкованной пластины при сдвиге [10–13].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для выявления усилия, воспринимаемого за счет сил сцепления между стальной оцинкованной пластиной и бетоном, испытан ряд образцов. Испытания осуществлялись на установке, состоящей из силовой рамы и гидравлического цилиндра, который выдерживал из бетонного параллелепипеда стальную пластину. Бетонный параллелепипед упирался в два упора, закрепленных на силовую раму неподвижно. На рис. 1 показан общий вид образца с оснасткой.

Рис. 1. Общий вид образца с оснасткой

На рис. 2 представлены чертежи образца и узла крепления пластины к гидроцилиндру.

Для испытаний были подготовлены 4 варианта экспериментальных образцов. У всех образцов бетонный параллелепипед имел размеры $700 \times 400 \times 150$ мм. Стальные оцинкованные пластины толщиной 3 мм, длиной 720 мм и шириной 300 мм заводились в бетон на глубину 300 мм. Выбор толщины плиты и стальной пластины позволил рассмотреть взаимодействие бетона и стальной пластины в условиях, близких к тем, при которых они будут взаимодействовать в перекрытии. Пластина крепилась к гидроцилиндру испытательной машины шестью болтами M20.

Рассмотрено четыре типа образцов, которые отличались друг от друга особенностями замоноличенных в бетон участков стальной пластины:

- образец № 1 — замоноличенный участок оцинкованной стальной пластины гладкий (рис. 3, а), сцепление с бетоном достигается за счет адгезионных свойств материалов;
- образец № 2 — замоноличенный участок оцинкованной стальной пластины имеет восемь отверстий диаметром 22 мм (рис. 3, б), сцепление с бетоном достигается за счет адгезионных свойств материалов и формирования небольших бетонных шпонок;
- образец № 3 — на замоноличенном участке пластины выполняется 8 отверстий диаметром 10 мм, в которые устанавливаются болты диаметром 8 мм,

Рис. 2. Чертежи образца и узла крепления пластины к прессу

Рис. 3. Экспериментальные образцы № 1 (a); № 2 (b); № 3 (c); № 4 (d)

длиной 40 мм, увеличивающие сцепление пластины с бетоном (рис. 3, c). Данный вид соединений исследовался в работах [14, 15];

- образец № 4 — на замоноличенном участке пластины выштамповывается 8 отогнутых на 90 градусов от плоскости пластины треугольных равно-сторонних шипов размерами 20 мм, которые увеличивают сцепление пластины с бетоном (рис. 3, d).

Пластины изготовлены из оцинкованной стали марки 350 по ГОСТ Р 52246-2016 «Прокат листовой горячеоцинкованный». В соответствии с СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов» расчетное сопротивление этой стали по пределу текучести $R_y = 330$ МПа.

Образцы выполнены из бетона класса прочности В25. Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 14,5$ МПа. Расчетное сопротивление бетона

осевому растяжению $R_{bt} = 1,05$ МПа. Расчетное сопротивление бетона на срез $R_{sh} = 2R_{bt} = 2,1$ МПа. Болты, использованные в образце № 3, имеют класс прочности 8,8.

Испытания образцов осуществлялись на базе Головного регионального центра коллективного пользования НИУ МГСУ. В эксперименте применялась силовая рама для статических испытаний с закрепленным на ней гидроцилиндром. Общий вид установки для испытаний показан на рис. 4.

При проведении эксперимента бетонный параллелепипед верхней гранью упирается в поперечные элементы, расположенные в нижней части силовой рамы. Стальная пластина крепится к гидроцилиндру через оголовок при помощи болтов М20. Упоры силовой рамы закреплены абсолютно жестко, возможность их перемещения исключена. Для измерения перемещений стальной пластины относительно бе-

тона применялся датчик LVDT. Нагрузка прикладывалась к стальной пластине при помощи гидроцилиндра, создающего усилия от 0 до 500 кН. Нагружение образцов осуществлялось равномерно со скоростью 20 кН/мин.

В ходе испытаний усилие гидроцилиндра увеличивалось от нуля до предельного значения, при котором происходило исчерпание прочности образца и полный отрыв металлической пластины от бетонного параллелепипеда. Предельная нагрузка фиксировалась с помощью датчиков и записывалась в текстовый файл. Общий вид образца, установленного в испытательную установку, показан на рис. 5.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Зависимости «перемещение-нагрузка», построенные по результатам испытаний образцов, приведены на рис. 6.

При испытаниях установлено несколько этапов деформирования образцов. У образцов № 1, 2, 3 выявлены два этапа деформирования, у образца № 4 — три этапа. На первом этапе до преодоления сил сцепления и достижения максимальной нагрузки у всех образцов перемещение гидроцилиндра испытательной машины практически линейно зависело от величины испытательной нагрузки. Максимальная нагрузка составила: для образца № 1 — 48,2 кН; для

Рис. 4. Силовая рама для статических испытаний

Рис. 5. Экспериментальный образец, подготовленный для испытания: вид спереди (a); вид сбоку (b)

Рис. 6. Сводный график испытательных образцов

образца № 2 — 44,7 кН; для образца № 3 — 73,7 кН; для образца № 4 — 74,7 кН.

На втором этапе у образцов № 1, 2, 3 после преодоления сил сцепления между оцинкованной стальной пластиной наблюдалось быстрое нарастание перемещений пластины относительно бетона при резком уменьшении нагрузки.

При испытании образца № 4 на втором этапе наблюдалось нарастание перемещений при небольшом уменьшении нагрузки, а на третьем этапе установлен рост перемещений при быстром уменьшении нагрузки.

Образец № 1

У образца № 1 линейный участок сохранялся до нагрузки 48,2 кН, при достижении которой были преодолены силы сцепления пластины с бетоном, после чего без разрушения бетона происходило скольжение гладкой оцинкованной пластины по бетону со скоростью движения гидроцилиндра. На рис. 7 показан внешний вид образца № 1 после эксперимента и график изменения перемещений в зависимости от нагрузки. Трещин в бетоне не обнаружено, отверстия под болты не смяты. Красной линией отмечена граница между бетоном и пластиной перед началом испытания.

Анализ поведения образца в процессе испытания показал, что на первой линейной стадии работы отношение максимальной нагрузки 48,2 кН к соответствующему перемещению 0,4 мм для первого образца составило $48,2/0,4 = 120,50$ кН/мм. После преодоления сил сцепления в образце № 1 не зафиксировано сохранение максимального уровня нагрузки, дальнейшие перемещения происходили при снижении нагрузки, прочность по силе сцепления гладкой оцинкованной стальной пластины с бетоном была исчерпана, и эту нагрузку следует считать предельной при расчете конструкции.

Образец № 2

Сдвиг стальной пластины относительно бетона произошел при нагрузке $P = 44,7$ кН. Разрушение образца было хрупким. Непосредственно перед достижением максимальной нагрузки было зафиксировано образование трещины по правому краю пластины. При разрушении образца часть бетона откололась, сцепление между бетоном и пластиной нарушилось, после чего пластина перемещалась при быстром уменьшении нагрузки. На рис. 8 показан внешний вид образца № 1 после эксперимента и график изменения перемещений в зависимости от нагрузки.

На первой линейной стадии работы до разрушения образца была достигнута нагрузка 44,7 кН. Этой нагрузке соответствовало перемещение 0,3 мм. Отношение максимальной нагрузки к перемещению составило $44,7/0,3 = 149$ кН/мм. После преодоления сил сцепления между пластиной и бетоном при испытании образца № 2 не зафиксировано сохранение максимального уровня нагрузки, дальнейшие перемещения происходили при снижении нагрузки. На основании проведенных испытаний установлено, что отказ образца № 2 произошел вследствие комбинированного разрушения по сцеплению и раскалыванию бетона. Смятие пластины в местах установки болтов не выявлено. Таким образом, при достижении максимальной нагрузки несущая способность сцепления оцинкованной стальной пластины с отверстиями и бетоном была исчерпана на первой стадии, и максимальную нагрузку на этом этапе следует считать предельной для образца № 2.

Образец № 3

Разрушение образца № 3 отмечалось при нагрузке $P = 73,7$ кН. В процессе нагружения уже на первой линейной стадии работы была зафиксирована трещина, которая появилась вдоль болтов, замоналиченных в бетон, при нагрузке 58,0 кН. Ширина раскры-

a

b

Рис. 7. Результаты испытания образца № 1: вид образца после проведения испытания (*a*); график зависимости перемещений от нагрузки (*b*)

а

б

Рис. 8. Результаты испытания образца № 2: вид образца после проведения испытания (а); график зависимости перемещений от нагрузки (б)

а

б

Рис. 9. Результаты испытания образца № 3: вид образца после проведения испытания (а); график зависимости перемещений от нагрузки (б)

тия трещины составила до 1 мм. Значительное увеличение ширины раскрытия трещины произошло при нагрузке, близкой к предельной. Далее отмечался откол бетона в виде треугольной призмы в зоне расположения болтов. После нарушения целостности бетонного параллелепипеда перемещение стальной пластины происходило при снижении нагрузки. На рис. 9 приведен внешний вид образца № 3 после испытания и график изменения перемещений в зависимости от роста нагрузки.

Анализ поведения образца в процессе испытания показал, что на стадии упругой работы отношение максимальной нагрузки 73,7 кН к соответствующему перемещению 0,7 мм для первого образца составило $73,7/0,7 = 105$ кН/мм. Наличие болтов,

соединяющих пластину с бетоном, привело к тому, что разрушение бетона при сдвиге произошло в виде треугольного по форме скола бетона. После разрушения бетона несущая способность образца № 3 была исчерпана, и эту нагрузку следует считать предельной при расчете конструкции. При осмотре образца № 3 после эксперимента смятие болтов не выявлено, а болты, находившиеся в бетоне, не срезаны, не согнуты. Следовательно, можно сделать вывод о том, что отказ образца № 3 произошел из-за скалывания бетона.

Образец № 4

Преодоление сил сцепления произошло при нагрузке $P = 74,7$ кН. Первая трещина в бетоне появилась вдоль расположения шипов при нагрузке

Рис. 10. Результаты испытания образца № 4: вид образца после проведения испытания (a); график зависимости перемещений от нагрузки (b)

50,0 кН. Ширина раскрытия трещины составляла не более 1 мм. При возрастании нагрузки трещина не увеличивалась в размере. Появление второй трещины и увеличение первоначальной произошло при достижении максимальной нагрузки. Далее часть бетона в районе пластины откололась, и пластина перемещалась при уменьшении нагрузки от гидроцилиндра. На рис. 10 показан внешний вид образца № 4 после испытания и график изменения перемещений в зависимости от роста нагрузки

При осмотре образца № 4 после испытания смятие отверстий в местах установки болтов не выявлено, шипы не сохранили свое первоначальное положение, контакт бетона на стальных шипах не сохранен, разрушение произошло из-за скалывания бетона. На рис. 11 приведена фотография деформации шипов. Нижняя группа шипов деформировалась больше, чем верхняя.

Рис. 11. Деформация шипов образца № 4

Анализ поведения образца в процессе испытания показал, что на стадии упругой работы отношение максимальной нагрузки 74,7 кН к соответствующему

перемещению 0,7 мм для образца № 4 составило $74,7/0,7 = 106$ кН/мм. На втором этапе при росте перемещений на 6,5 мм нагрузка менялась незначительно. Именно на этом этапе произошла пластическая деформация шипов. На третьем этапе наблюдался рост перемещений при быстром уменьшении нагрузки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Расчетное сопротивление сцепления бетона и стальной тонкостенной оцинкованной пластины, равное $R_{bound} = P_{max} / A_s$, где P — максимальная нагрузка на испытываемый образец, $A_s = 1800$ см² — площадь соприкосновения стальной пластины и бетона, составляет:

- образец № 1: $48,2/1800 = 0,0268$ кН/см² = 0,268 МПа;
- образец № 2: $44,7/1800 = 0,0248$ кН/см² = 0,248 МПа;
- образец № 3: $73,7/1800 = 0,0410$ кН/см² = 0,410 МПа;
- образец № 4: $74,7/1800 = 0,0415$ кН/см² = 0,415 МПа.

Полученные значения R_{bound} можно использовать при расчетах сталежелезобетонного перекрытия с гнутыми оцинкованными профилями.

На основании проведенных испытаний прочность на сдвиг оцинкованной стальной пластины по сравнению с расчетным сопротивлением бетона на срез (2,1 МПа) оказалась меньше: для образца № 1 — в 7,84 раза; для образца № 2 — в 8,47 раза; для образца № 3 — в 5,12; для образца № 4 — в 5,06.

Применение перфорированной пластины не привело к увеличению несущей способности соединения — прочность сцепления пластины с отверстиями составила 93 % от прочности сцепления гладкой

пластины. Использование полки с отверстиями в гнутом профиле облегчает заполнение бетоном пространства под полкой при бетонировании сталежелезобетонного перекрытия. Следует учитывать, что после достижения предельной нагрузки у гладкой пластины уменьшение нагрузки в 1,55 раза сопровождается перемещением пластины на 7 мм, а у пластины с отверстиями уменьшение нагрузки в 2,03 раза ведет к ее перемещениям всего на 0,2 мм. То есть наличие отверстий в полке гнутого профиля может привести к хрупкому разрушению сталежелезобетонного перекрытия, что очень опасно.

При сравнении образцов № 3 и 4 можно сделать вывод о том, что применение болтов и шипов позволяет увеличить несущую способность в 1,55 раза. При этом вариант с шипами более предпочтителен, так как не требует дополнительных затрат на метизы, а полученные после выштамповки отверстия облегчают бетонирование плиты перекрытия под полками стальных профилей. Кроме этого, при наличии шипов после достижения предельной нагрузки из-за деформирования (отгиба) шипов наблюдается участок, на котором при увеличении перемещений на 6,5 мм наблюдается уменьшение несущей способности менее чем на 1 %, что свидетельствует о пластическом деформировании конструкции. Такое поведение гнутого профиля с шипами в сталежелезобетонной конструкции исключает ее внезапное обрушение при эксплуатации.

Отношение максимальной нагрузки к перемещениям составило, кН/мм: для образца № 1 — 120,5; для образца № 2 — 149,0; для образца № 3 — 105,0; для образца № 4 — 106,0.

Наиболее жестким оказался образец № 2, у которого пластина взаимодействовала с бетоном не только по двум плоскостям, но еще и с бетонными шпонками, сформированными в отверстиях. По сравнению с этим образцом жесткость образца № 1 была меньше на 19 %, жесткость образцов № 3 и 4 — на 30 %.

В сталежелезобетонном перекрытии с применением гнутых профилей [2] рассматривается шарнирно опертая балка. Касательные напряжения на уровне верхней полки можно описать по формуле Журавского [16]:

$$\tau = \frac{QS_{red}}{I_{red}b_s},$$

где Q — поперечная сила, возникающая в сечении без учета веса бетона; S_{red} — статический момент отсеченной части сечения; I_{red} — момент инерции приведенного сечения.

Поперечная сила на опоре сталежелезобетонного перекрытия пролетом 7 м и нагрузкой 6,4 кПа составит 27,7 кН. Сдвигающее усилие на единицу шва $S = 1,16$ кН/см, а предельное усилие сцепления профиля с шипами 1,19 кН/см, следовательно, при использовании шипов в опорной зоне балки будет обеспечена прочность сцепления гнутой балки и бетона.

Для более точного расчета перекрытий с применением гнутых профилей планируется провести дополнительные экспериментальные исследования по аналогии с работами [17–20]. В этих экспериментах будут испытаны образцы, в которых гнутый профиль замоноличен в бетон.

ЛИТЕРАТУРА

1. Айрумян Э.Л., Каменщиков Н.И., Румянцева И.А. Особенности расчета монолитных плит сталежелезобетонных перекрытий по профилированному стальному настилу // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 9. С. 21–26.
2. Туснин А.Р., Ахрамочкина Т.И. Сталежелезобетонные перекрытия с использованием гнутых стальных профилей // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 5. С. 10–14. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.05.10-14
3. Козлов А.В. Классификация конструкций объединения железобетонной плиты со стальными балками // Строительная механика и конструкции. 2019. № 2 (21). С. 50–63.
4. Lee Y.H., Tan C.S., Mohammad S., Tahir M.M., Shek P.N. Review on cold-formed steel connections // The Scientific World Journal. 2014. Vol. 2014. Pp. 1–11. DOI: 10.1155/2014/951216
5. Bamage S.O., Tahir M.M., Tan C.S. Push tests on innovative shear connector for composite beam with

cold-formed steel section // International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. 2012.

6. Бактыгулов К. Обеспечение совместной работы сборно-монолитного перекрытия с использованием гладкого стального профилированного настила // Наука и новые технологии. 2014. № 6. С. 8–12.
7. Щеткова Е.А., Кашеварова Г.Г. Повышение прочности сцепления при сдвиге в зоне контакта «сталь-бетон» // Вестник гражданских инженеров. 2015. № 6 (53). С. 70–75.
8. Румянцева И.А. Экспериментальные исследования работы разных видов выштамповок на сдвиг // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 5. С. 74–79.
9. Травуш В.И., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Кашеварова Г.Г., Чилин И.А. 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.

10. Замалиев Ф.С. Численные эксперименты и натурные испытания сталежелезобетонных балок на основе гнутых профилей // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 1 (124). С. 22–32. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.1.22-32

11. Sangeetha P. Flexural behaviour of a cold-formed steel-concrete composite beam with channel type shear connector — An experimental and analytical study // Civil and Environmental Engineering Reports. 2019. Vol. 29. Issue 3. Pp. 228–240. DOI: 10.2478/ceer-2019-0038

12. Wehbe N., Bahmani P., Wehbe A. Behavior of concrete/cold formed steel composite beams: experimental development of a novel structural system // International Journal of Concrete Structures and Materials. 2013. Vol. 7. Issue 1. Pp. 51–59. DOI: 10.1007/s40069-013-0031-6

13. Diógenes H.J.F., El Debs A.L.H.C., Valente I.B. Experimental analysis of new interfaces for connections by adhesion, interlocking and friction // Journal of Constructional Steel Research. 2015. Vol. 110. Pp. 170–181. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.012

14. Hosseini S.M., Mamun M.S., Mirza O., Mashiri F. Behaviour of blind bolt shear connectors subjected to static and fatigue loading // Engineering Structures. 2020. Vol. 214. P. 110584. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110584

15. Kwon G., Engelhardt D.M.E., Klingner R. Behavior of post-installed shear connectors under static

and fatigue loading // Journal of Constructional Steel Research. 2010. Vol. 66. Issue 4. Pp. 532–541. DOI: 10.1016/j.jcsr.2009.09.012

16. Еремин В.Г., Козлов А.В. Аналитическая зависимость смещения от сдвиговой жесткости шва между железобетонной плитой и стальной балкой в пролетных строениях мостов // Научный журнал строительства и архитектуры. 2019. № 3 (55). С. 94–104. DOI: 10.25987/VSTU.2019.55.3.010

17. Козлов А.В., Козлов В.А., Хорохордин А.М., Чураков П.П. Экспериментальные исследования сдвиговой жесткости стыка сталежелезобетонной конструкции с гибкими штыревыми упорами // Строительная механика и конструкции. 2020. № 1 (24). С. 54–62.

18. Valente I.B., Cruz P.J.S. Experimental analysis of shear connection between steel and lightweight concrete // Journal of Constructional Steel Research. 2009. Vol. 65. Issue 10–11. Pp. 1954–1963. DOI: 10.1016/j.jcsr.2009.06.001

19. An L., Cederwall K. Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete // Journal of Constructional Steel Research. 1996. Vol. 36. Issue 1. Pp. 15–29. DOI: 10.1016/0143-974x(94)00036-h

20. Valente I., Cruz P.J.S. Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete // Journal of Constructional Steel Research. 2004. Vol. 60. Issue 3–5. Pp. 465–479. DOI: 10.1016/s0143-974x(03)00124-x

Поступила в редакцию 9 марта 2021 г.

Принята в доработанном виде 30 апреля 2021 г.

Одобрена для публикации 30 апреля 2021 г.

ОБ АВТОРЕ: Татьяна Игоревна Ахромочкина — аспирант; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; akhramochkinat@mail.ru.

INTRODUCTION

It is necessary to choose a simple and effective method of connecting reinforced concrete to steel profiles to ensure their joint action and high performance and bearing capacity of steel-reinforced concrete systems [1, 2]. The most popular method is the use of connecting elements. Such elements can represent rigid or flexible connectors, stud bolts, high-strength bolts and studs [3–5]. However, connecting elements can complicate the design and manufacturing of the structure and increase its cost [6].

Important factors that ensure the joint action of a composite structure include:

- mechanical adhesion arising due to the resistance of concrete to crushing and shearing forces and possible irregularities in the steel profile;

- friction and compression forces arising due to concrete contraction in the process of the cement mixture setting;

- chemical interaction between the cement binder and the metal surface, adhesion processes [7].

In order to assess the adhesion forces arising between concrete and the bent profile, tests were carried out using the specimens in which steel plates interact with concrete without additional connecting elements [8, 9]. The purpose of the experimental studies is to determine the shear strength of concrete and a thin-walled zinc-coated steel plate [10–13].

MATERIALS AND METHODS

Several specimens were tested to determine the value of the force perceived by adhesion forces arising between a zinc-coated steel plate and concrete. A test bench,

Four versions of experimental specimens were prepared for testing. Dimensions of the concrete parallelepiped of each specimen were equal to $700 \times 400 \times 150$ mm. Zinc-coated steel plates, that were 3 mm thick, 720 mm long and 300 mm wide, were pushed into concrete to the depth of 300 mm. The choice of the slab and steel plate thicknesses allowed to analyze the interaction between the concrete and steel plates under the conditions, that were similar to those under which they could interact in the floor slab. Six M20 bolts were used to attach the plate to the hydraulic cylinder of the test bench.

- Specimen 1: a smooth zinc-coated steel plate, partly embedded in concrete (Fig. 3 *a*); adhesion to concrete is achieved due to the adhesive properties of the materials;

Figure 1 consists of four diagrams labeled *a*, *b*, *c*, and *d*, each showing a vertical tube with a piston at the bottom, partially submerged in a liquid. The tube contains a gas (green dots) and a liquid (blue dots). The diagrams illustrate different states of the gas and liquid mixture.

- a*: The tube is partially submerged. The gas is at the top, and the liquid is at the bottom. The piston is at the bottom of the tube.
- b*: The tube is partially submerged. The gas is at the top, and the liquid is at the bottom. The piston is at the bottom of the tube.
- c*: The tube is partially submerged. The gas is at the top, and the liquid is at the bottom. The piston is at the bottom of the tube.
- d*: The tube is partially submerged. The gas is at the top, and the liquid is at the bottom. The piston is at the bottom of the tube.

Fig. 3. Experimental specimens 1 (a); 2 (b); 3 (c); 4 (d)

- Specimen 2: a smooth zinc-coated steel plate, partly embedded in concrete, has eight holes with the diameter of 22 mm (Fig. 3 *b*); adhesion to concrete is achieved due to the adhesive properties of the materials and the formation of small concrete keys;

- Specimen 3: 8 holes with the diameter of 10 mm are made in the plate, embedded in concrete; the bolts with the diameter of 8 mm and the length of 40 mm are installed into the holes to increase the adhesion of the plate to concrete (Fig. 3 *c*). This type of connections was studied in works [14, 15];

- Specimen 4: 8 triangular 20-millimeter equilateral tenons, bent at 90 degrees from the plane of the plate, are embedded in concrete in order to increase the adhesion of the plate to concrete (Fig. 3 *d*).

Plates are made of zinc-coated steel grade 350 in accordance with GOST R 52246-2016 "Hot-dip galvanized sheet metal". In accordance with Construction Regulations 260.13 25800.2016 "Thin-walled steel structures made of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets", the design resistance of this grade of steel R_y in terms of its yield strength is equal to 330 MPa.

Specimens are made of concrete having strength class B25. The design concrete resistance to axial compression R_b is equal to 14.5 MPa. The design concrete resistance to axial tension R_{bt} is equal to 1.05 MPa. The design shear resistance of concrete $R_{sh} = 2R_{bt} = 2.1$ MPa. The bolts used in specimen 3 have strength class 8.8.

The specimens were tested by the Head Regional Shared Research Facility of the Moscow State University of Civil Engineering. In the course of the experiment, the load frame with a hydraulic cylinder attached to it was used to carry out static tests. The general view of the test bench is provided in Fig. 4.

During the experiment, the upper face of the concrete parallelepiped rested against the transverse elements, located in the bottom part of the load frame. The steel plate was attached to the cap of the hydraulic cylinder by M20 bolts. The supports of the load frame were rigidly fixed; their displacement was impossible. An LVDT sensor was used to measure the displacement of the steel plate in relation to the concrete. The load was applied to the steel plate using the hydraulic cylinder that generated the forces whose values varied from 0 to 500 kN. The specimens were loaded uniformly at the rate of 20 kN/min.

In the course of testing, the force, applied by the hydraulic cylinder, increased from zero to the limit value, at which the specimen strength was exhausted and the metal plate was completely detached from the concrete parallelepiped. The limit load value was registered by the sensors and specified in a text file. The general view of the specimen inside the test bench is shown in Fig. 5.

RESULTS

The load-displacement dependencies, identified in the course of testing, are shown in Fig. 6.

Several deformation stages were identified in the course of testing. Two stages of deformation were identified for specimens 1, 2, and 3, while specimen 4 had three deformation stages. At the first stage, the displacement of the hydraulic cylinder of the test bench was almost linearly dependent on the value of the test load; it was necessary to overcome the adhesion forces and to have the maximal load applied to all specimens. The value of the maximal load, applied to specimen 1, reached 48.2 kN; specimen 2 — 44.7 kN; specimen 3 — 73.7 kN, and specimen 4 — 74.7 kN.

Fig. 4. The load frame used to hold static tests

a

b

Fig. 5. An experimental specimen prepared for the testing procedure: the front view (*a*); the side view (*b*)

Fig. 6. The summary graph of tested specimens

At the second stage, the co-authors observed a rapid increase in the displacement of the plate in relation to concrete amid a drastic loading reduction following the overcoming of the adhesion forces in specimens 1, 2, and 3.

When testing specimen 4, the co-authors observed an increase in displacements accompanied by a slight loading decrease at the second stage, and at the third stage, an increase in displacements was accompanied by a fast loading decrease.

Specimen No. 1

As for specimen 1, the dependency remained linear until the loading reached 48.2 kN, and at this point, the adhesion force that kept the plate attached to concrete, was overcome. After that, a smooth zinc-coated plate started sliding over the concrete surface at the speed of the hydraulic cylinder, and the process was not accompanied by concrete failure. Fig. 7 shows specimen 1 after the experiment and the graph of changes in displacements depending on the loading value. No cracks

were found in the concrete; bolt holes were not crushed. The red line marks the boundary between the concrete and the plate before the testing.

The analysis of the behavior of the specimen in the process of testing has shown that on the first linear stage, the ratio of the maximum load, equal to 48.2 kN, to displacement, equal to 0.4 mm, was $48.2/0.4 = 120.50$ kN/mm for the first specimen. After the overcoming of the adhesion forces in specimen 1, no preservation of the maximum loading value was recorded, while further displacements were accompanied by reducing loading values. Adhesion between a smooth zinc-coated steel plate and concrete was exhausted, and this load value should be regarded as the limit one for the purpose of structural analysis.

Specimen No. 2

The displacement of the steel plate relative to concrete occurred when loading P was equal to 44.7 kN. The failure of the specimen was brittle. Immediately before the loading reached its maximal value, a crack

a

b

Fig. 7. Specimen No. 1 testing results: the view of the specimen after testing (a); the load-displacement graph (b)

was recorded along the right edge of the plate. When the specimen failed, some concrete broke off, adhesion between concrete and the plate was lost, and afterwards plate displacement was accompanied by a rapid loading decrease. Fig. 8 shows specimen 1 after the experiment and the graph of changes in displacements depending on loading.

At the first linear stage, the maximal load of 44.7 kN was applied when the specimen failed. This load was accompanied by the 0.3 mm displacement. The ratio of maximal load to displacement was $44.7/0.3$, or 149 kN/mm. No maximum load level was recorded after overcoming the bond between the plate and concrete in the course of testing specimen 2; further displacements were accompanied by the reduction in the load applied to the specimen. The co-authors have discovered that the failure of specimen 2 was due to the integrated failure, caused by the loss of adhesion and concrete splitting. The plate did not collapse in the bolt installation points.

Thus, when the loading was maximal, the bearing capacity of adhesion between the galvanized steel plate, bolt holes and concrete was exhausted at the first stage, and at this stage the maximal load should be regarded as the limit one for specimen 2.

Specimen No. 3

Specimen No. 3 failed when the loading reached 73.7 kN. Concrete cracked along the bolts when loading reached 58.0 kN at the first linear stage. Crack opening width was up to 1 mm. A significant increase in the width of the crack opening was registered under the loading that was close to the limit value. Further, the co-authors observed concrete spalling; the concrete fragment had the shape of a triangular prism, and spalling occurred in the area of the bolts. After the concrete parallelepiped lost its integrity, displacement of the steel was accompanied by the load decrease. Fig. 9 shows specimen 3 after the testing procedure and a graph of changes in displacements depending on the loading increase.

Fig. 8. Specimen No. 2 testing results: post-testing appearance of the specimen (a); the load-displacement graph (b)

Fig. 9. Specimen No. 3 testing results: the post-testing appearance of the specimen (a); the load-displacement graph (b)

Fig. 10. Specimen No. 4 testing results: the post-testing appearance of the specimen (a); the load-displacement graph (b)

Analysis of the behavior of the specimen during the test showed that at the stage of elastic work, the ratio of the maximum load of 73,7 kN to the corresponding displacement of 0.7 mm for the first specimen was $73,7/0,7 = 105 \text{ kN/mm}$. The presence of bolts connecting the plate to the concrete led to the fact that concrete shear fracture occurred in the form of a triangular-shaped concrete chip. After the destruction of concrete, the bearing capacity of specimen No. 3 was exhausted, and this load should be considered the limiting one when calculating the structure. Inspection of specimen No. 3 after the experiment did not reveal the collapse of the bolts, and the bolts that were in the concrete were not cut or bent. Therefore, we can conclude that the failure of specimen No. 3 was due to concrete chipping.

Specimen No. 4

Adhesion forces were overcome when loading P reached 74.7 kN. The concrete started cracking along the tenons when the loading value reached 50.0 kN. The crack opening width did not exceed 1 mm. When the loading was intensified, the crack did not increase in size. Another crack appeared and the first one increased when the load reached its maximal value. Further, part of the concrete in the area of the plate broke off, and the plate displacement was accompanied by the loading decrease. Fig. 10 shows specimen 4 after the testing procedure and a graph of changes in displacements depending on the loading increase.

The visual examination of specimen 4 after the testing procedure did not reveal any crushed holes where bolts were installed; the tenons did not retain their original position; the contact between concrete and steel tenons was not preserved; the failure occurred due to concrete spalling. Fig. 11 shows the photograph of deformed tenons. The deformation of the lower group of tenons was stronger than the one of the upper group of tenons.

Fig. 11. Deformation of tenons in specimen No. 4

The analysis of the behavior of the specimen in the process of testing showed that at the stage of elastic behaviour, the ratio of the maximal load, equal to 74.7 kN, to the displacement of 0.7 mm for specimen 4 was $74.7/0.7$, or 106 kN/mm . At the second stage, the loading changed insignificantly with an increase in displacement by 6.5 mm. It was at this stage that the plastic deformation of tenons occurred. At the third stage, a rapid loading decrease caused an increase in displacements.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The design adhesion resistance of concrete and a steel thin-walled galvanized plate, equal to $R_{bound} = P_{max} / A_s$, where P is maximal loading applied to the tested specimen, $A_s = 1,800 \text{ cm}^2$ is the contact area of the steel plate and concrete:

- specimen No. 1: $48.2/1800 = 0.0268 \text{ kN/cm}^2 = 0.268 \text{ MPa}$;
- specimen No. 2: $44.7/1800 = 0.0248 \text{ kN/cm}^2 = 0.248 \text{ MPa}$;

- specimen No. 3: $73.7/1800 = 0.0410 \text{ kN/cm}^2 = 0.410 \text{ MPa}$;
- specimen No. 4: $74.7/1800 = 0.0415 \text{ kN/cm}^2 = 0.415 \text{ MPa}$.

The obtained R_{bound} values can be used in the analysis of steel-reinforced concrete floors slabs having bent galvanized profiles.

The tests have proven that the shear strength of a galvanized steel plate is lower than the design shear strength of concrete (2.1 MPa). It is 7.84 times lower for specimen 1; 8.47 times lower for specimen 2; 5.12 times lower for specimen 3, and 5.06 times lower for specimen 4.

The use of a perforated plate did not increase the bearing capacity of the connection, the adhesion strength between the plate with the holes was 93 % of the adhesion strength in the case of a smooth plate. The use of a flange having holes in the bent profile makes it easier to fill the space under the flange with concrete when concreting a steel-reinforced concrete floor slab. It should be borne in mind that after the limit load is applied to a smooth plate, a decrease in the load by 1.55 times is accompanied by the plate displacement by 7 mm, and as for the plate that has holes, a decrease in the load by 2.03 times causes its displacements by mere 0.2 mm. That is, the presence of holes in the flange of the bent profile can lead to the brittle destruction of the steel-reinforced concrete floor slab, which is very dangerous.

When comparing specimens 3 and 4, the conclusion can be made that the use of bolts and tenons can increase the bearing capacity by 1.55 times. In this case, the tenon option is preferable, since it does not require additional costs, and holes simplify floor slab concreting under the flanges of steel profiles. In addition, in the case of tenons, after maximal loading is reached, the deformation (bending) of tenons causes a decrease in the bearing capacity by less than 1 % with an increase in displacement by 6.5 mm, which indicates the plastic deformation

of the structure. This behavior of the bent profile, that has tenons in a steel-reinforced concrete structure, prevents its sudden failure in the course of operation.

The ratio of maximum load to displacement reached 120.5 kN/mm for specimen No. 1; 149.0 kN/mm for specimen No. 2; 105.0 kN/mm for specimen No. 3, and 106.0 kN/mm for specimen No. 4.

Specimen No. 2 turned out to be the toughest one, since the plate interacted with concrete not only along the two planes, but it also interacted with concrete dowels formed in the holes. If compared with this specimen, the rigidity of specimen No. 1 was 19 % lower, and the rigidity of specimens No. 3 and 4 was 30 % lower.

A hinged beam is considered for a steel-reinforced concrete floor slab that has bent profiles [2]. Tangential stresses at the level of the upper flange can be described by the Zhuravsky formula [16]:

$$\tau = \frac{QS_{red}}{I_{red}b_s},$$

where Q is the shear force arising in the section without taking account of the weight of concrete; S_{red} is the static moment of the cut-off part of the section; I_{red} is the moment of inertia of the reduced section.

The transverse force arising on the support of the steel-reinforced concrete floor slab with a span of 7 m and the load of 6.4 kPa will be 27.7 kN. The per-unit shear force applied to the joint is $S = 1.16 \text{ kN/cm}$, and the limit adhesion force of the profile with tenons is 1.19 kN/cm ; therefore, when tenons are used in the support zone of the beam, the adhesion strength of the bent beam and concrete will be ensured.

For a more accurate analysis of floor slabs having bent profiles, additional experimental studies must be carried out; they should be similar to the ones described in the works [17–20]. In these experiments, tested specimens will have bent profiles embedded in concrete.

REFERENCES

1. Ayrumyan E.L., Kamenshchikov N.I., Rumyantseva I.A. Features of design of monolithic slabs for steel concrete ceiling on profiled steel decking. *Industrial and Civil Engineering*. 2015; 9:21-29. (rus.).
2. Tusnin A.R., Akhramochkina T.I. Steel-reinforced concrete floors with the use of bent steel profiles. *Industrial and Civil Engineering*. 2020; 5:10-14. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.05.10-14 (rus.).
3. Kozlov A.V. Classification of structures combining reinforced concrete slab with steel beams. *Structural Mechanics and Structures*. 2019; 2(21):50-63. (rus.).
4. Lee Y.H., Tan C.S., Mohammad S., Tahir M.M., Shek P.N. Review on cold-formed steel connections. *The Scientific World Journal*. 2014; 2014:1-11. DOI: 10.1155/2014/951216
5. Bamaga S.O., Tahir M.M., Tan C.S. Push tests on innovative shear connector for composite beam with cold-formed steel section. *International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*. 2012.
6. Baktygulov K. Collaboration support precast-monolithic slabs using profiled steel smooth flooring. *Science and New Technologies*. 2014; 6:8-12. (rus.).
7. Shchetkova E.A., Kashevarova G.G. Increasing the shear adhesion strength in the “steel-concrete” contact zone. *Bulletin of Civil Engineers*. 2015; 6(53):70-75. (rus.).
8. Rumyantseva I.A. Experimental researches slip's work different embossments. *Structural Mechanics*

of Engineering Constructions and Buildings. 2014; 5:74-79. (rus.).

9. Travush V., Kaprielov S.S., Konin D., Krylov A., Kashevarova G., Chilin I. Determination of the bearing capacity in shear on the contact surface “steel-concrete” of steel-concrete structures for concretes of different compressive strength and fiber reinforced concrete. *Building and Reconstruction*. 2016; 4(66):45-55. (rus.).

10. Zamaliev F.S. Numerical and experimental investigations of steel-concrete beams with thin-walled section. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2019; 14(1):(124):22-32. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.1.22-32. (rus.).

11. Sangeetha P. Flexural behaviour of a cold-formed steel-concrete composite beam with channel type shear connector — An experimental and analytical study. *Civil and Environmental Engineering Reports*. 2019; 29(3):228-240. DOI: 10.2478/ceer-2019-0038

12. Wehbe N., Bahmani P., Wehbe A. Behavior of concrete/cold formed steel composite beams: experimental development of a novel structural system. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2013; 7(1):51-59. DOI: 10.1007/s40069-013-0031-6

13. Diógenes H.J.F., El Debs A.L.H.C., Valente I.B. Experimental analysis of new interfaces for connections by adhesion, interlocking and friction. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 110:170-181. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.012

14. Hosseini S.M., Mamun M.S., Mirza O., Mashiri F. Behaviour of blind bolt shear connectors subjected

to static and fatigue loading. *Engineering Structures*. 2020; 214:110584. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110584

15. Kwon G., Engelhardt D.M.E., Klingner R. Behavior of post-installed shear connectors under static and fatigue loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010; 66(4):532-541. DOI: 10.1016/j.jcsr.2009.09.012

16. Eremin V.G., Kozlov A.V. Analytical dependence of the shift from the shear stiffness of the seam between the concrete slab and steel beam in bridge spans. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2019; 3(55):94-104. DOI: 10.25987/VSTU.2019.55.3.010 (rus.).

17. Kozlov A.V., Kozlov V.A., Khorokhordin A.M., Churakov P.P. Experimental research of shear joint stiffness for a reinforced concrete structure with flexible pines. *Structural Mechanics and Structures*. 2020; 1(24):54-62. (rus.).

18. Valente I.B., Cruzb P.J.S. Experimental analysis of shear connection between steel and lightweight concrete. *Journal of Constructional Steel Research*. 2009; 65(10-11):1954-1963. DOI: 10.1016/j.jcsr.2009.06.001

19. An L., Cederwall K. Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete. *Journal of Constructional Steel Research*. 1996; 36(1):15-29. DOI: 10.1016/0143-974x(94)00036-h

20. Valente I., Cruz P.J.S. Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004; 60(3-5):465-479. DOI: 10.1016/s0143-974x(03)00124-x

Received March 9, 2021.

Adopted in revised form on April 30, 2021.

Approved for publication on April 30, 2021.

BIONOTES: Tatiana I. Akhramochkina — postgraduate; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; akhramochkinat@mail.ru.