Влияние горизонтальных нагрузок на работу стэд-болтов в комбинированных плитах перекрытия

А.И. Фаттахова

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ); г. Казань, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Комбинированные перекрытия часто применяются в гражданских зданиях. Способы расчета данных конструкций подробно описаны в отечественной и зарубежной нормативных базах. Детально изучена работа перекрытий от вертикальных нагрузок, однако в отечественной практике проектирования не учитываются дополнительные сдвигающие усилия в болтах от горизонтальных нагрузок. Использование зарубежных методик ограничивается применением профилированного настила в качестве основного армирования. Кроме того, применяемые за рубежом типы профилированных настилов отличаются от отечественных.

Материалы и методы. Для изучения влияния горизонтальных нагрузок на гибкие анкеры комбинированного перекрытия с использованием профилированного настила рассмотрен пример каркаса существующего здания. Представлена его модель в ПК ЛИРА-САПР.

Результаты. Результаты численных экспериментов были описаны с точки зрения влияния ветровой нагрузки и температуры на структуру. Получены значения усилий в гибких связях от приложенных нагрузок при различных условиях работы. Определена доля этих усилий по сравнению с усилиями от вертикальных нагрузок и несущей способности одного стэд-болта. Рассмотрен вопрос определения несущей способности по отечественным и зарубежным нормам проектирования, а также по нормативным документам предприятий — производителей изучаемых анкеров. Установлены отличные друг от друга значения несущей способности. Приведены возможные причины большого расхождения значений на основе расчетных формул, представленных в документах для определения нагрузки, выдерживаемой одним болтом.

Выводы. Выявлена необходимость дальнейшего изучения вопроса обеспечения сдвиговой жесткости стэд-болтов от горизонтальных нагрузок. На распределение усилий в гибких анкерах влияет расположение балок перекрытия и связей.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: стэд-болт, сдвиговая жесткость, горизонтальные нагрузки, усилия сдвига, ветровая нагрузка, температурное воздействие, несущая способность гибкого анкера

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Фаттахова А.И. Влияние горизонтальных нагрузок на работу стэд-болтов в комбинированных плитах перекрытия // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 1. С. 31–42. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.31-42

Impact of horizontal loads on the work of stud bolts in combined floor slabs

Alsou I. Fattakhova

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE); Kazan, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Combined slabs are often applied in civil buildings. Such methods of slab calculation are described in detail in internal and international normative documents. The work of the slabs under vertical loads is studied minutely. However, additional shear forces in stud bolts from horizontal load are not considered in domestic design practice. The usage of profiled sheeting as the main reinforcement limits the application of international foreign methods is limited by. Besides that, the profiled sheeting types used abroad differ from domestic ones.

Materials and methods. The paper studies the horizontal load impact on the flexible anchors in combined slabs using profiled sheeting. The article considered an example of an existing building structure modelled using a LIRA-SAPR software system.

Results. The results of numerical experiments were described in terms of wind load and temperature effect on the structure. The values of stud bolt forces from the applied loads were obtained for various working conditions. Further, these forces were compared with the ones from the vertical loads and bearing capacity of a single stud bolt. The bearing capacity determining issue was separately considered according to domestic and foreign design standards as well as stud manufacturers' regulatory documents. As a result, different bearing capacity values were obtained. Possible reasons for the large discrepancy of the values are given based on calculation formulae taken from documents for determining a load that a single bolt is capable of bearing.

Conclusions. A necessity of further studying the issue of providing shear rigidity of stud bolts under horizontal loads was revealed. The distribution of forces in the flexible anchors is affected by the arrangement of floor beams and ties.

KEYWORDS: stud bolt, shear rigidity, horizontal loads, shear forces, wind load, temperature effect, flexible anchor bearing capacity

FOR CITATION: Fattakhova A.I. Impact of horizontal loads on the work of stud bolts in combined floor slabs. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2020; 15(1):31-42. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.31-42 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время все большее распространение получают многоэтажные стальные каркасы гражданских зданий. Стальные каркасы могут включать комбинированные перекрытия по балкам, выполняемые с применением профилированного настила в качестве несъемной опалубки. Расчеты комбинированных перекрытий довольно подробно и широко раскрыты в существующей отечественной и зарубежной нормативной базе. При этом проверочные расчеты в основном сосредоточены на обеспечении адгезии между профилированным настилом, работающим в качестве арматуры, и бетоном, поскольку при потере адгезии произойдет нарушение предполагаемой работы комбинированного перекрытия от вертикальных нагрузок. В зарубежной практике также имеется раздел расчетов комбинированных перекрытий с учетом действия горизонтальных нагрузок на каркас здания. К таким нагрузкам можно отнести в основном ветровые и сейсмические. В отечественной практике проектирования дополнительные сдвигающие усилия в болтах от горизонтальных нагрузок никак не учитываются. Тем не менее при определенном сочетании нагрузок сдвигающие усилия в болтах от вертикальных нагрузок могут быть дополнены сдвигающими усилиями от горизонтальных нагрузок. Последние в значительной степени зависят от конфигурации зданий, его конструктивных особенностей. Следовательно, в отдельных случаях горизонтальные нагрузки могут оказать определяющее значение на несущую способность болтов и конструкции в целом.

Актуальность темы обосновывается практически полным отсутствием исследований в данной области в отечественной практике расчетов. Использование зарубежных методик ограничивается тем, что применяются отличные от отечественных типы профилированных настилов, а также использованием профилированного настила в качестве основного армирования. Изучение данной области с учетом особенностей проектирования и требований норм позволит повысить качество расчетов каркасов зданий упомянутых выше.

В связи с вышеизложенным было проведено исследование, заключавшееся в расчете каркаса здания на горизонтальные нагрузки. Далее были определены усилия в гибких связях, которые сравнивались с несущей способностью, вычисленной по различным нормативным документам.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Цель исследования — определение доли горизонтальных нагрузок в несущей способности гибких анкеров в комбинированном перекрытии с использованием профилированного настила. Проанализированы обзорные статьи с приведением опыта проектирования сталежелезобетонных перекрытий в мировой практике [1, 2]. Особый интерес вызвала статья, написанная группой ученых под руководством М. Колиоу [3], где рассматривались здания с податливыми перекрытиями и жесткими стенами. В данной работе описаны характеристики, которые влияют на степень податливости перекрытия. Учитывая интерес к работе именно гибких анкеров и их податливости, были изучены статьи [4–6], посвященные работе одиночных стад-болтов и их групп при различных условиях закрепления и самой геометрии болтов. Однако в вышеупомянутых статьях не было четких указаний по поведению болтов при динамических и циклических нагрузках, которые ужесточают требования к надежности соединений в перекрытиях. В связи с этим была найдена статья [7], в которой описывается поведение стад-болтов при циклических нагрузках. Интерес к данной публикации вызван подробным описанием результатов испытаний, а также наличием рекомендаций по проектированию гибких анкеров при наличии динамики.

Следующим этапом стал выбор модели для того, чтобы увидеть описанные в указанных работах явления, поэтому были изучены типовые варианты гражданских зданий, представленные на сайтах проектных организаций, а также здания, уже введенные в эксплуатацию. Среди всех рассмотренных каркасов наибольший интерес вызвал проект парковки, представленный на сайте Ассо-

циации развития стального строительства (АРСС). Данное здание построено в 2014–2015 гг. в г. Москве (ул. Митинская, вл. 22). Паркинг рассчитан на 1370 машин, состоит из трех блоков и четырех пролетов по 5,7 и 12,6 м, общая длина здания составляет 137,8 м.

Здание интересно расположением балок перекрытия, которые были установлены только в одном направлении, т.е. не образовывали единый контур, что видно из рис. 1. Вдоль здания на уровне перекрытий имеются стержни квадратного коробчатого сечения, образующие единый контур совместно с балками перекрытия на уровне дисков перекрытий.

Стад-болты, обеспечивающие сдвиговую жесткость дисков перекрытий, расположены исключительно над балками, т.е. не образуют замкнутый контур. Здание имеет достаточную высоту 25,920 м для горизонтального ветрового воздействия, кроме того, машины внутри здания также могут создавать горизонтальное воздействие на диск перекрытия. Поэтому в качестве основы модели здания для проведения численного эксперимента выбран именно этот проект парковки.

Прежде чем создавать собственную модель были исследованы нюансы проектирования сталежелезобетонных конструкций, их расчета и особенности задания расчетной схемы в программных комплексах. Комбинированные перекрытия чаще применяются и, следовательно, изучены подробнее в США, а именно в Институте стальных перекрытий (Steel Deck Institute) под руководством команды Люттрелла, поэтому было рассмотрено его руководство по проектированию подобных пере-

крытий [8]. Среди работ отечественных ученых проанализированы статьи В.С. Туснина [9], А.Г. Тамразяна и Е.А. Филимоновой [10] для рассмотрения возможных конструктивных решений перекрытия и определения характера работы плит перекрытий на сдвиг.

С учетом изученного материала получена модель рассматриваемого здания в ПК ЛИРА-САПР, представленная на рис. 2. Данная модель здания загружалась горизонтальными воздействиями от ветрового давления и температурного перепада. Каркас здания моделировался стержнями, диск перекрытия пластинами, однако возник вопрос с определением приведенной толщины пластин.

При моделировании перекрытия возник вопрос о необходимости упрощения задачи для облегчения вычислений. Требовалось учитывать совместность работы бетона и стальных конструкций, кроме того, верно замоделировать гибкие связи. В связи с чем была рассмотрена статья [11], в которой приводятся рекомендации и примеры различных способов моделирования стад-болтов.

Для определения приведенной толщины перекрытия был замоделирован участок размером 6×6 м. Идея заключалась в создании базовой модели с учетом всех элементов, входящих в состав перекрытия, определении перемещений от единичных горизонтальных усилий, а также в создании аналогичной модели, только с использованием пластин, моделирующих бетон и профлист. Далее путем изменения толщины пластин следовало получить такие же значения перемещений узлов, что и в базовом образце (рис. 3).

Рис. 1. Расположение несущих конструкций

Fig. 1. Arrangement of load-bearing structures

Рис. 2. Модель здания

Fig. 2. Building model

В базовом образце бетон моделировался объемными элементами размером $\sim 30 \times 40 \times 100$ мм, пластинами $\sim 40 \times 100$ мм — профлист. Стержни моделировали стад-болты, высота которых принята 300 мм (от центра тяжести сечения балки до центра тяжести перекрытия), диаметр болта принят равным 20 мм. Стад-болты работают на срез и сдвиг в месте крепления болта к профилированному листу и балке, поэтому 90 % длины стержней заменены жесткой вставкой для предотвращения изгиба. Рассматриваемая часть перекрытия была оперта с двух сторон на балки двутаврового сечения, также моделированные стержнями.

Образец загружался единичным горизонтальным усилием для определения перемещений. После чего элементы перекрытия были заменены на пластины размером 170×100 мм. Жесткостные характеристики профлиста приведены к бетону. Методом аппроксимации определено, что комбинированное перекрытие толщиной 380 мм может быть заменено пластинами толщиной 107 мм. Значения полученных перемещений отличались на 0,09 % от перемещений исходного образца.

Таким образом, в модели здания жесткость пластин перекрытия была приведена к бетону и задана толщина перекрытия, равная 107 мм, что позволило значительно упростить задачу, так как в противном случае пришлось бы моделировать перекрытие каждого этажа объемными элементами.

После создания исходной модели здания в виде, предусмотренном проектом, отдельно прикладывались ветровые нагрузки и температурные

воздействия. Отсюда появились две серии горизонтально нагруженных зданий (вертикальные нагрузки в данной модели не рассматривались). В задачах с ветровой нагрузкой моделировали здание целиком. В задачах с температурным воздействием рассматривался только крайний блок, так как усилия возникают лишь в границах одного блока, не распространяясь на соседние.

При решении задачи с температурным воздействием было замечено, что характер деформирования каркаса при рассмотрении всех блоков отличается от деформаций одного, т.е. связи, предусмотренные проектом в отдельном крайнем блоке, не обеспечивали необходимую жесткость. Поэтому было принято решение рассмотреть вариацию с расположением связей не только по одному торцу и по продольным сторонам здания, но и вариант, когда связи обеспечивали жесткость каркаса отдельного блока.

Кроме того, проектное решение предусматривало опору перекрытия на ригели, расположенные исключительно поперек здания. Соответственно, при моделировании изначально предусматривались балки только в одном направлении. Изучение опыта проектирования зданий с подобными перекрытиями показало, что чаще предусматривается опирание диска перекрытия по периметру. Отсюда появились вариации со способом опирания плиты на ригели.

Таким образом, было получено восемь образцов, включая базовый. Схема с варьируемыми параметрами представлена на рис. 4. Все образцы рассчитаны на ПК ЛИРА-САПР.

Рис. 3. Схема численного эксперимента

Fig. 3. Diagram of numerical experiment

Полученные результаты численных экспериментов необходимо проверить на достоверность. Для этого принято решение сравнить их с результатами подобных натурных экспериментов, а также рассчитать перекрытие вручную.

При сравнении полученных результатов с данными испытаний, описанными в трудах [1, 2], использована статья [12], в которой даны пояснения в различиях результатов натурных испытаний образцов и численных испытаний каркасов. Другой полезной статьёй стала работа В.В. Михаськина, М.А. Карачевой [13], которая позволила удостовериться в верности полученных результатов при помощи проверки ручным расчетом.

В процессе анализа полученных результатов появилась необходимость удостовериться в их правильности, для этого проанализирована статья [14], в которой приводилось описание характера напряженно-деформированного состояния (НДС) комбинированных перекрытий при их совместной работе с балками.

Для расчета перекрытия применялись нормативные документы, а именно СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» и Еврокод 4 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций» (EN 1994-1-1-2009). При выполнении расчетов по отечественным нормативам понадобились уточнения по совместной работе бетона и стального профилированного настила, которые были найдены в трудах Э.Л. Айрумяна и Ф.С. Замалиева [15, 16].

При расчетах по Еврокоду возникло множество вопросов по необходимым расчетам и определениям характеристик материалов, в связи с чем большая часть расчета выполнялась по переводу Руководства Джонсона [17]. Дополнительно изучена статья [18], так как руководство не уточняло как производить оценку жесткости перекрытия при температурном воздействии.

Отдельно хотелось бы отметить, что при расчете внимание уделялось определению усилий в анкерах от горизонтальных нагрузок. Здесь же уточним, что в отечественных нормах данный вопрос упомянут только вскользь, поэтому была использована работа Ф.С. Замалиева, посвященная оценке прочности анкеров [19].

При сравнении полученных при ручном расчете усилий согласно СП и Еврокоду была рассмотрена статья В.О. Алмазова и С.Н. Арутюняна [20], в которой приведены комментарии к различиям способов расчета и предпосылкам нормативных документов. Собственно, именно по этой причине значения и различались.

Следующим этапом стало определение несущей способности одного стад-болта с дальнейшим

определением будет ли достаточной несущая способность с учетом горизонтальной составляющей. Для чего была определена несущая способность одного болта по Еврокоду 4 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций» (EN 1994-1-1-2009) и СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования». Оба нормативных документа рассматривают прочность анкера на срез и сдвиг. При определении прочности по Еврокоду рассматриваются два возможных отказа анкера вне зависимости от вида сечения: по металлу анкера

$$P_{rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2}{\gamma_V}$$

и раскалыванию бетона

$$\frac{0,29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{am}}}{\gamma_V}.$$

СП же разделяет разрушение анкеров из прокатных швеллеров, уголков

$$P_{rd} = 0,55(t_{fr} + 0,5t_w)b_{dr}\sqrt{10R_b}$$

и упоров из стержней круглого сечения

$$P_{rd} = 0,24d_{an}\sqrt{10R_b} \text{ при } 2,5 \leq l/d \leq 4,2,$$

$$P_{rd} = d_{an}^2\sqrt{10R_b} \text{ при } l/d > 4,2.$$

Оба нормативных документа определяют несущую способность с помощью эмпирических формул. Отличие заключается в том, что Еврокод разделяет возможность разрушения металла и раскалывания бетона. А СП дает общую формулу, которая, судя по обозначениям, учитывает оба фактора.

Анализ использования различных конструктивных решений по гибким анкерам показал, что наиболее часто в проектах предусматриваются болты фирмы Hilti ввиду их оптимального соотношения цены и качества. Более подробное изучение нормативной документации по данным анкерам продемонстрировало, что программа по определению типа и количества анкеров, разработанная компанией, основывается на СТО 36554501-048-2016*.

В СТО расписывается большая возможность отказа не только от превышения предела прочности по стали, но и разрушение от выкалывания бетона основания, раскалывания основания, разрушение контакта анкера с основанием, а также возможность разрушения одновременно по контакту и выкалыванию бетона основания. Кроме того, освещен вопрос совместного действия растягивающих и сдвигающих усилий (п. 6.3). Согласно формулам

$$\beta_N \leq 1,20, \beta_V \leq 1,0, (\beta_N)^{1,5} + (\beta_V)^{1,5} \leq 1,0, \\ \beta_N + \beta_V \leq 1,2,$$

сумма коэффициентов от растягивающих и сдвигающих усилий должна быть меньше 1,2. Коэффициенты определяются соотношением максимального растягивающего и сдвигающего усилий к соответствующей минимальной несущей способности соединения.

$$\beta_N = \max \left\{ \frac{N_{an}}{N_{ult,s}}; \frac{N_{an}}{N_{ult,p}}; \frac{N_{an}}{N_{ult,c}}; \frac{N_{an}}{N_{ult,sp}} \right\};$$

$$\beta_V = \max \left\{ \frac{V_{an}}{V_{ult,s}}; \frac{V_{an}}{V_{ult,cp}}; \frac{V_{an}}{V_{ult,c}} \right\}.$$

Полученные значения несущей способности анкера с использованием различных норм позволили оценить являются ли гибкие связи достаточно прочными для восприятия как вертикальных, так и горизонтальных усилий.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В рассмотренных моделях зданий нас интересовала работа гибких анкеров (стад-болтов), поэтому усилия и перемещения, полученные в каждом образце, для наглядности были выписаны и приведены в табл. 1. Отметим, что в таблице указаны максимальные значения перемещений и усилий в образце.

Усилия в анкерах по длине балок близки к нулю, за исключением тех, которые находятся непосредственно над колонной или связью, в этих анкерах и получаются максимальные значения усилия, приведенные в таблице. То есть вероятность разрушения стыка в местах крепления плиты к каркасу максимальна. Причем в серии образцов, где исследовались все три блока, наибольшие усилия и перемещения наблюдались в среднем блоке.

Если рассматривать распределение максимальных усилий по этажам, то наблюдается следующая

закономерность: при температурном воздействии наибольшие усилия в болтах приблизительно одинаковы на всех этажах. В то время как при рассмотрении ветровой нагрузки явно прослеживается зависимость максимальных усилий от этажа: чем выше находится перекрытие, тем более нагружены стад-болты, что вполне логично — ветровая нагрузка возрастает с увеличением высоты. Таким образом, в таблице приведены максимальные усилия по угловым болтам крайних балок покрытия. Усилия по направлению Oz и Oy приводились с одних и тех же болтов, так как в дальнейшем усилия суммировались.

Перейдем к рассмотрению каждой серии образцов по отдельности в зависимости от вида прикладываемой нагрузки. На первых четырех образцах изучалось влияние ветровой нагрузки.

Обратимся к суммарному значению усилий, полученных путем сложения векторов Qz и Qy . Усилия при замыкании контура становятся больше на 36–40 % в зависимости от постановки связей, причем отсутствие связей по одной из сторон дает возможность уменьшить усилия. Обеспечение необходимой жесткости каждого блока по отдельности приводит к ухудшению работы болтов в поперечных балках здания: усилия возрастают практически в два раза. И в тоже время происходит разгружение анкеров продольных балок, тоже примерно в два раза. Итак, можно сделать вывод, что постановкой балок лишь в одном направлении можно достигнуть более равномерного распределения усилий в стад-болтах при действии ветровой нагрузки. Более подробное изучение схемы позволило определить, что максимальное значение достигается в противоположных угловых анкерах. Данное явление объясняется тем, что в плите касательные напряжения создают усилия в анкерах, а векторы касательных напряжений направлены как раз из противоположных углов.

Табл. 1. Значения усилий и перемещений в образцах

Table 1. Values of forces and displacements in samples

Номер образца	Перемещения по Ox , мм	Перемещения Oy , мм	Усилия в болте Qz , кН	Усилия в болте Qy , кН	Суммарное значение усилия в болте Q , кН
1-1	0,507	7,36	0,379	7,29	7,3
1-2	0,03	7,32	0,317	7,25	7,26
1-3	0,390	8,69	9,48	6,32	11,39
1-4	0,304	7,68	4,78	11,03	12,02
2-1	20,1	16	151,35	190,46	243,27
2-2	20,1	16	155,24	189,9	245,28
2-3	19,5	16	255,5	186,8	316,5
2-4	19,5	16,5	255,5	186,8	316,5

Если рассмотреть перемещения по оси Ox , то можно заметить, что не только усилия, но и перемещения максимальны в этих же анкерах. При изучении перемещений в перпендикулярном направлении становится понятно, что замыкание балок в единый контур позволяет уменьшить перемещения на 23–40 % в зависимости от постановки связей. Отдельно отметим, что отсутствие замкнутого контура практически не влияет на перемещения по направлению ветровой нагрузки.

Теперь перейдем к исследованию образцов с температурным воздействием. Постановка связей практически не влияет на распределение усилий в стад-болтах. Что касается влияния замыкания балок перекрытия в единый контур, то продольные усилия при замыкании контура уменьшаются на 1,6 %; перемещения по оси Ox уменьшаются на 0,6 мм, что составляет около 3 %.

Сравнивая усилия от ветровой и температурных воздействий при прочих равных условиях, можно прийти к выводу, что температурное воздействие больше влияет на работу стад-болтов.

Для определения доли горизонтальной нагрузки в болтах был произведен расчет базового образца. Модель здания испытывала нагрузки от собственного веса и движения машин. В результате расчета были получены усилия в болтах от вертикальной нагрузки. Зная значение вертикальных усилий из расчета базового образца, были вычислены доли горизонтальных, которые составили от 6 до 28 %. Это означает, что гибкие анкеры догружаются от действия горизонтальных нагрузок. В отечественной нормативной документации данный факт не учитывается несмотря на то, что дополнительная нагрузка может привести к превышению предела несущей способности.

В результате определения несущей способности по СП, согласно расчетам по формуле (9.5), несущая способность болта составила 52,15 кН. При расчете по Еврокоду, согласно п. 6.6.3, несущая способность устанавливается по меньшему из двух предельных состояний. Определяется несущая способность по металлу анкера и по бетону, в результате вычислений было получено значение равное 27,46 кН, определенное по предельному состоянию бетона.

Дальнейшее изучение материала по вопросу установления несущей способности анкеров разных производителей позволило сделать вывод, что каждый производитель создал свой стандарт, основываясь на Еврокоде. Следует отметить, что приведенные в стандартах организаций значения несущей способности определены, основываясь на Еврокоде, поэтому предел прочности варьируется около 30–40 кН в зависимости от конструкции и материала анкера.

Фактическая несущая способность определяется перемножением табличного значения на понижающий коэффициент работы, варьируемый в зависимости от высоты профилированного настила и самого анкера от 0,5 до 1. Таким образом, ориентируясь на рекомендации производителя, был подобран анкер X-HVB 125 и определена его несущая способность в рассматриваемом перекрытии, которая составила 11 кН, что на 79 % меньше значения, полученного по СП, и на 60 % меньше, чем по Еврокоду.

Из полученных по различным нормативным документам несущим способностям выберем наибольшее значение, допуская, что гибкий анкер может выдержать усилия равные 52,15 кН. Тогда усилия, приходящиеся на один болт, составляют от 105 до 136 % несущей способности. Отдельно подчеркнем, что при рассмотрении усилий от температурного воздействия, они уже превышают несущую способность в 4,7–6 раз. То есть одного температурного воздействия достаточно для разрушения конструкции.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В заключение вышесказанного отметим важность исследования влияния горизонтальных нагрузок на работу гибких анкеров. На примере реально существующего здания определены усилия в стад-болтах от действия ветровой нагрузки и температурного воздействия. В результате установлено, что возникают дополнительные усилия от горизонтальных воздействий, составляющие от 6 до 28 % усилий от вертикальных нагрузок.

При дальнейшем изучении вопроса выявлено наличие большого количества норм организаций — производителей анкеров, которые базируются на расчетах по Еврокоду с поправкой на конструкцию самого анкера. Отечественная нормативная база рассматривает усилия от сдвига, однако, приведенные формулы не раскрывают характера работы соединений. За рубежом данный вопрос исследован довольно подробно, поэтому при определении несущей способности на сдвиг в Еврокоде имеется ряд уточнений, касающихся места расположения болта, вида профиля, конструкции анкера и т.д.

Полученные значения несущей способности разнились от 2 до 5 раз в зависимости от выбранного нормативного документа для расчета. Приняв, что анкер может выдержать наибольшую нагрузку, было определено, что усилия от совместного действия вертикальных и горизонтальных усилий превышает несущую способность на 5–36 %.

Наиболее спорным моментом исследования стала оценка доли усилий от температурного воздействия, так как значения несущей способности

на порядок ниже, чем возникающие в стад-болтах усилия. Согласно полученным усилиям, анкеры должны были разрушиться, однако, результаты рассмотренных в связи с этим наблюдением статей позволили сделать вывод, что в анкерах возможно развитие пластичности, выход из строя части анкеров, но конструкция в целом будет иметь достаточную прочность и жесткость. Кроме того, в рамках данного исследования задачи решались в упругой постановке, а само значение температурного перепада было принято по максимальным значениям. Несмотря на выдвинутые предположения данный вопрос требует более точного изучения и проработки.

В заключении приведем выводы, сделанные в результате изучения доли влияния горизонтальных нагрузок на стад-болты:

1. От отдельного действия горизонтальных нагрузок возникают усилия равные 6–28 % усилий от вертикальных нагрузок, что нельзя игнорировать при расчетах каркасов зданий, так как совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок дает нагрузку, превышающую несущую способность до 36 %.

2. Исследование нормативной литературы, а также норм организаций — производителей стад-болтов показало отсутствие единого метода расчета на действие сдвигающих усилий.

3. Необходимы дальнейшие исследования данного вопроса, так как полученные от температурных воздействий усилия превышали несущую способность болта, что не отражает действительную работу диска перекрытия в целом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Siva A., Sangeetha S. A state of art — review of composite deck systems // International Conference on Recent Developments in Civil and Environmental Engineering. 2016.

2. Siva A., Thamilselvi P., Saddam M.A., Senthil R. Concrete composite slab construction: state of the art // International Journal of Research in Engineering and Technology. 2017. Vol. 06. Issue 01. Pp. 120–128. DOI: 10.15623/ijret.2017.0601023

3. Koliou M., Filiatrault A., Kelly D.J., Lawson J. Buildings with rigid walls and flexible roof diaphragms. I: evaluation of current U.S. seismic provisions // Journal of Structural Engineering. 2016. Issue 3. No. 142. P. 04015166. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001438

4. Shim H.B., Lee J.H. Shear force of headed shear studs, high-strength shear studs and steel plate embedded in concrete: An experimental study // Material Research Innovations. 2015. Vol. 19. Issue sup8. Pp. S8-145–S8-148. DOI: 10.1179/1432891715Z.0000000001645

5. Wang Y.-H., Yu J., Liu J.-P., Chen Y.F. Shear behavior of shear stud groups in precast concrete decks // Engineering Structures. 2019. Vol. 187. Pp. 73–84. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.02.002

6. Molkens T., Dobrić J., Rossi B. Shear resistance of headed shear studs welded on welded plates in composite floors // Engineering Structures. 2019. Vol. 197. P. 109412. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109412

7. Ding F.-X., Yin Guo-An, Wang H.-B., Wang L., Guo Q. Behavior of headed shear stud connectors subjected to cyclic loading // Steel and Composite Structures. 2017. Vol. 25. Issue 6. Pp. 705–716. DOI: 10.12989/scs.2017.25.6.705

8. Luttrell L., Mattingly J., Schult W., Spoto T. Diaphragm design manual. 4th ed. Steel Deck Institute, 2015. 405 p.

9. Туснин А.Р. Перекрытия многоэтажных зданий со стальным каркасом // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 8. С. 10–14.

10. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг // Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84–90. DOI: 10.22227/1997-0935.2013.11.84-90

11. Ling Y., Zheng Z., Yang T.Y., Ma H. Behaviour and modeling of the bearing capacity of shear stud connectors // International Journal of Steel Structures. 2019. Vol. 19. Issue 2. Pp. 650–659. DOI: 10.1007/s13296-018-0154-3

12. O'Brien P., Eatherton M.R., Easterling W.S. Characterizing the load-deformation behavior of steel deck diaphragms using past test data. 2017. Pp. 243–251. URL: <http://hdl.handle.net/10919/78679>

13. Михаськин В.В., Карачева М.А. Моделирование сталежелезобетонного перекрытия с профилированным настилом и оценка расчетной схемы в сравнении с ручным расчетом // Вопросы науки и образования. 2018. № 7 (19). С. 56–58. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/modelirovanie-stalezhelezobetonogo-perekrytiya-s-profilirovannym-nastilom-i-otsenka-raschetnoy-shemy-v-sravnenii-s-ruchnym-raschetom>

14. Будюшкина К.А., Кузнецов В.С., Мурлышева Ю.А., Улямаев А.С., Шапошникова Ю.А. Анализ работы комбинированных балок в широком диапазоне нагрузок // Инженерный вестник Дона. 2018. № 2 (49). С. 169.

15. Айрумян Э.Л., Каменников Н.И., Румянцев И.А. Особенности расчета монолитных плит сталежелезобетонных перекрытий по профилированному стальному настилу // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 9. С. 21–26.

16. Замалиев Ф.С. К расчету сталежелезобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2016. № 3 (37). С. 129–134. URL: https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2016/129_134_Zamaliyev.pdf

17. Джонсон Р.П. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций EN 1994-1-1 (пер. с англ.). М.: МГСУ, 2012. 413 с.

18. Замалиев Ф.С. К оценке прочности анкерных связей изгибаемых сталежелезобетонных конструкций // Известия КГАСУ. 2015. № 1 (31). С. 80–85.

19. Dujmović D., Androić B., Lukačević I. Composite Structures according to Eurocode 4. Wilhelm Ernst & Sohn, A Wiley Company, 2015. Pp. 908–926. DOI: 10.1002/9783433604908

20. Алмазов В.О., Арутюнян С.Н. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям // Вестник МГСУ. 2016. № 8. С. 51–65. DOI: 10.22227/1997-0935.2015.8.51-65

Поступила в редакцию 2 ноября 2019 г.

Принята в доработанном виде 7 декабря 2019 г.

Одобрена для публикации 27 декабря 2019 г.

О Б АВТОРЕ: **Алсу Илсуровна Фаттахова** — аспирант, ассистент кафедры металлических конструкций и испытаний сооружений; **Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ)**; 420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1; РИНЦ ID: 1058460; Fattakhova.Alsou@yandex.ru.

REFERENCES

1. Siva A., Sangeetha S. A state of art — review of composite deck systems. *International Conference on Recent Developments in Civil and Environmental Engineering*. 2016.

2. Siva A., Thamilselvi P., Saddam M.A., Sen-thil R. Concrete composite slab construction: state of the art. *International Journal of Research in Engineering and Technology*. 2017; 06(01):120-128. DOI: 10.15623/ijret.2017.0601023

3. Koliou M., Filiatrault A., Kelly D.J., Lawson J. Buildings with rigid walls and flexible roof diaphragms. I: Evaluation of current U.S. seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*. 2016; 142(3):04015166. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001438

4. Shim H.B., Lee J.H. Shear force of headed shear studs, high-strength shear studs and steel plate embedded in concrete: An experimental study. *Material Research Innovations*. 2015; 19(sup8):S8-145-S8-148. DOI: 10.1179/1432891715Z.0000000001645

5. Wang Y.-H., Yu J., Liu J.-P., Chen Y.F. Shear behavior of shear stud groups in precast concrete decks. *Engineering Structures*. 2019; 187:73-84. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.02.002

6. Molkens T., Dobrić J., Rossi B. Shear resistance of headed shear studs welded on welded plates in composite floors. *Engineering Structures*. 2019; 197:109412. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109412

7. Ding F.-X., Yin Guo-An, Wang H.-B., Wang L., Guo Q. Behavior of headed shear stud connectors subjected to cyclic loading. *Steel and Composite Structures*. 2017; 25(6):705-716. DOI: 10.12989/scs.2017.25.6.705

8. Luttrell L., Mattingly J., Schultz W., Sputo T. *Diaphragm design manual*. 4th ed. Steel Deck Institute, 2015; 405.

9. Tusnin A.R. Floors of Multi-Storey Buildings with Steel Frames. *Industrial and Civil Engineering*. 2015; 8:10-14. (rus.).

10. Tamrazyan A.G., Filimonova E.A. Rational distribution of slab stiffness along the height of building with account for shear deformation. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2013; 11:84-90. DOI: 10.22227/1997-0935.2013.11.84-90 (rus.).

11. Ling Y., Zheng Z., Yang T.Y., Ma H. Behaviour and modeling of the bearing capacity of shear stud connectors. *International Journal of Steel Structures*. 2019; 19(2):650-659. DOI: 10.1007/s13296-018-0154-3

12. O'Brien P., Eatherton M.R., Easterling W.S. *Characterizing the load-deformation behavior of steel deck diaphragms using past test data*. 2017; 243-251. URL: <http://hdl.handle.net/10919/78679>

13. Mihas'kin V.V., Karacheva M.A. Modeling of steel-reinforced concrete flooring with profiled flooring and evaluation of the design scheme in comparison

with manual calculation. *Science and Education*. 2018; 7(19):56-58. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/modelirovanie-stalezhelezobetonного-perekrytiya-s-profilirovannym-nastilom-i-otsenka-raschetnoy-shemy-v-sravnenii-s-ruchnym-raschetom> (rus.).

14. Budoshkina K.A., Kuznetsov V.S., Murlysheva Yu.A., Ulyamaev A.S., Shaposhnikova Yu.A. Analysis of the operation of combined beams in a wide range of loads. *Engineering Journal of the Don*. 2018; 2(49):169. (rus.).

15. 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; 9:21-26. (rus.).

16. Zamaliev F.S. To the calculation of steel-reinforced concrete floors with profiled steel flooring. *News of the KSUAE*. 2016; 3(37):129-134. URL: https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2016/129_134_Zamaliev.pdf (rus.).

17. Jonson R.P. *Designer's guide to Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures EN 1994-1-1 (transl. from engl.)*. Moscow, MGSU, 2013; 412. (rus.).

18. Zamaliev F.S. By assessing the strength of anchor ties bent steel-concrete structures Resume. *News of the KSUAE*. 2015; 1(31):80-85. (rus.).

19. Dujmović D., Androić B., Lukačević I. *Composite Structures according to Eurocode 4*. Wilhelm Ernst & Sohn, A Wiley Company, 2015; 908-926. DOI: 10.1002/9783433604908

20. Almazov V.O., Harutyunyan S.N. Design of Composite Reinforced Concrete Slabs according to Eurocode 4 and Russian Recommendations. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2015; 8:51-65. DOI: 10.22227/1997-0935.2015.8.51-65 (rus.).

Received November 2, 2019.

Adopted in a revised form on December 7, 2019.

Approved for publication December 27, 2019.

B I O N O T E S: **Alsou I. Fattakhova** — post-graduate student, assistant of the Department of Metal Constructions and Structures Test; **Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**; 1 Zelenaya st., Kazan, 420043, Russian Federation; ID RISC: 1058460; Fattakhova.Alsou@yandex.ru.