



УДК 624.046

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.27-44

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

Оценка прочности и деформативности уголкового анкерного упора в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях

Г.П. Тонких^{1,2}, Д.А. Чесноков^{3*}

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

² ФГБУ Всероссийский научно-исследовательский институт по проблемам гражданской обороны и чрезвычайных ситуаций МЧС России (ФГБУ ВНИИ ГО ЧС (ФЦ)), Москва, Российская Федерация

³ АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД», Химки, Российская Федерация

*chesnokovdenis23@gmail.com

Ключевые слова: сталежелезобетонные перекрытия, сдвиговое соединение, анкерные упоры, частичное объединение

История статьи

Поступила в редакцию: 06.11.2023

Доработана: 07.12.2023

Принята к публикации: 15.12.2023

Для цитирования

Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Оценка прочности и деформативности уголкового анкерного упора в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 27–44.

Аннотация. Существующие подходы к проектированию узлов объединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий оперируют прочностными и деформативными характеристиками анкерных упоров, которые определяются путем сдвиговых испытаний. В статье рассмотрены основные механизмы разрушения узла объединения сталежелезобетонного перекрытия на уголкового анкерного упора, закрепляемых с помощью стальных дюбелей; дана оценка влияния основных конструктивных параметров узла на прочность и деформативность данных упоров. В статье проанализированы результаты сдвиговых испытаний, выполненных как авторами, так и другими исследователями. Установлена зависимость прочности и деформативности уголкового анкерного упора от их высоты, ориентации относительно вектора сдвигающей силы и геометрических параметров профилированного настила.

Strength and Ductility Evaluation of L-Shape Shear Connectors in Composite Floors

Gennadij P. Tonkikh^{1,2}, Denis A. Chesnokov^{3*}

¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)

² FSBI All-Russian Research Institute for Civil Defense and Emergency Situations of the Ministry of Emergency Situations of Russia (FSBI Research Institute of Emergency Situations (FC)), Moscow, Russian Federation

³ Hilti Distribution LTD, Khimki, Russian Federation

*chesnokovdenis23@gmail.com

Геннадий Павлович Тонких, доктор технических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; главный научный сотрудник ФГБУ ВНИИ ГО ЧС МЧС России, 121352, г. Москва, ул. Давыдовская, д. 7; eLIBRARY SPIN-код: 3954-1917, Scopus: 57193269798, e-mail: 5059144@mail.ru.

Денис Александрович Чесноков, инженер по сертификации, АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД»; 141402, г. Химки, ул. Ленинградская, д. 25; eLIBRARY SPIN-код: 1405-2285, Scopus: 58286397100, ResearcherID: AFZ-3326-2022, ORCID: 0000-0002-4620-4442, e-mail: chesnokovdenis23@gmail.com.

© Тонких Г.П., Чесноков Д.А., 2024



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Keywords: type composite floors, shear connection, shear connectors, partial connection

Article history

Received: 06.11.2023

Revised: 07.12.2023

Accepted: 15.12.2023

For citation

Tonkikh G.P., Chesnokov D.A. Strength and Ductility Evaluation of L-Shape Shear Connectors in Composite Floors. *Reinforced concrete structures*. 2024; 1(5):27-44.

Abstract. Existing composite floor design approaches require technical data on strength and ductility of shear connectors, which can be defined only by shear tests. The article discusses the failure modes of composite floor shear connection, made of powder-actuated shear connectors. The influence assessment of the main detailing parameters on the strength and deformability of shear connectors was executed. The database for analysis included the results of shear tests performed by both the authors and other researchers. According to the results of the study, the dependence of the strength and deformability of shear connectors on their height, orientation relative to the shear force vector, the strength of the concrete slab and the geometric parameters of the profiled flooring was estimated.

ВВЕДЕНИЕ

Проектирование сталежелезобетонного балочного перекрытия включает в себя этап расчета и проектирования конструкции его объединения. В качестве такой конструкции применяются анкерные упоры различных конфигураций, закрепляемые с помощью сварки, дюбелей или болтового соединения [1–3]. Ключевыми характеристиками упоров с точки зрения проектирования конструкции объединения являются их несущая способность на сдвиг и податливость при действии сдвигающей нагрузки [4, 5].

При расчете несущей способности анкерных упоров по СП 266.1325800.2016 [6] проектировщики используют расчетные формулы для приварных упоров. Для иных видов упоров применяются данные их производителей, которые основываются, как правило, на результатах испытаний. Наиболее распространенной является схема испытания образца, включающего в себя двутавровую балку, соединенную с двумя монолитными железобетонными плитами с помощью нескольких анкерных упоров (push-out test) (рис. 1, *a*). Существуют альтернативные схемы испытания с одной (рис. 1, *b*, *c*) [7, 8] или двумя (рис. 1, *d*) плитами [9]. Несмотря на преимущества, указываемые авторами данных методов, стандартная схема испытания с двумя плитами (рис. 1, *a*) остается эталоном, включенным в нормативную базу разных стран [10, 11]. В отдельных случаях исследования напряженно-деформируемого состояния конструкции объединения могут быть дополнены испытаниями полноразмерных балочных перекрытий [12, 13] или численным моделированием [14–16], однако для получения исходных данных для проектирования эти изыскания не являются обязательными.

Податливость упоров при действии сдвигающей нагрузки позволяет классифицировать их как жесткие или гибкие, что в отдельных случаях оказывает влияние на выбор методики расчета. Так, например, при расчете конструкции объединения на гибких упорах по EN 1994-1 [11] проектировщик может запроектировать сталежелезобетонное балочное перекрытие с частичным объединением [17]. Данная методика расчета предполагает использование пластических свойств материалов конструкции, за счет чего требуемое количество упоров может быть снижено без потери расчетной несущей способности перекрытия [18, 19]. В EN 1994-1 критерием, позволяющим считать анкерные упоры гибкими, является их нормативная податливость.

Gennadij Pavlovich Tonkikh, doctor of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Chief Researcher of the Federal State Budgetary Research Institute of the Ministry of Emergency Situations of Russia, 7 Davydkovskaya str., Moscow, 121352, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3954-1917, Scopus: 57193269798, e-mail: 5059144@mail.ru.

Denis Alexandrovich Chesnokov, approval engineer, Hilti Distribution LTD, 25 Leningradskaya st., Khimki, 141402, Russian Federation, eLIBRARY SPIN-code: 1405-2285, Scopus: 58286397100, ResearcherID: AFZ-3326-2022, ORCID: 0000-0002-4620-4442, e-mail: chesnokovdenis23@gmail.com.

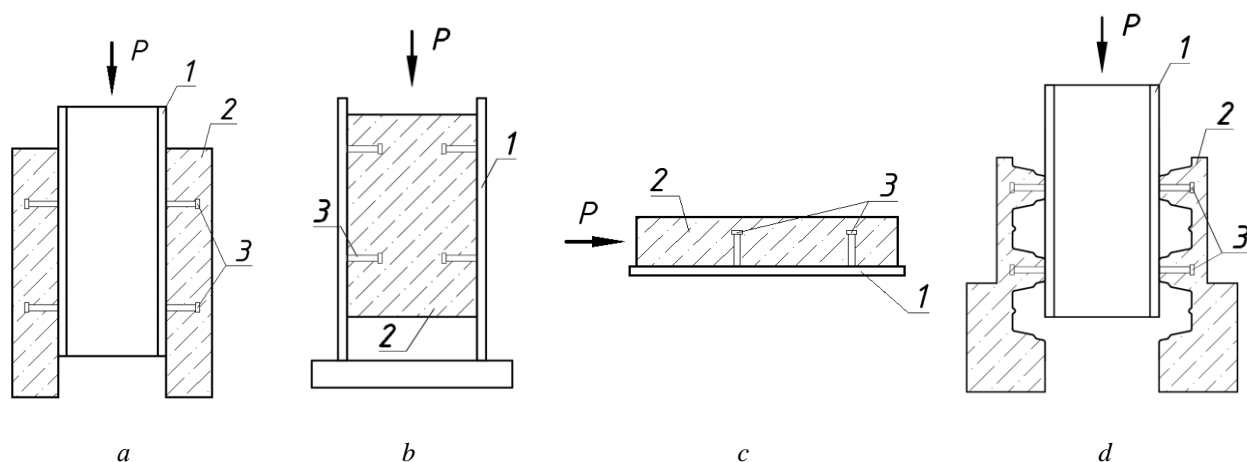


Рис. 1. Схемы испытания анкерных упоров:
a — по ГОСТ Р 58336; *b* — Р. Бакби [7]; *c* — М.Г. Карповского [8]; *d* — Лин-Чжу Чена [9]

Figure 1. Shear connectors test scheme:
a — according to the GOST R 58336; *b* — R. Buckby [7]; *c* — M.G. Karpovskiy [8]; *d* — Ling-Zhu Chen [9]

Если при воздействии сдвигающей нагрузки на образец (испытание по схеме, показанной на рис. 1, *a*) перемещение двутавра относительно железобетонных плит составило более 6 мм, упор может считаться гибким. В настоящее время в СП 266.1325800 для описания упоров и требований к ним используются термины «жесткий» и «гибкий», однако отсутствует какой-либо критерий для практической оценки податливости того или иного типа упоров. Принимая во внимание тот факт, что любое балочное сталежелезобетонное перекрытие по СП 266.1325800 считается с «полным объединением», отсутствие критерия гибкости упора не является критическим, однако его введение позволило бы применять более эффективные с точки зрения использования ресурсов методики расчета.

Ранее авторами была выполнена программа сдвиговых испытаний уголковых анкерных упоров Hilti X-NVB, закрепляемых с помощью стальных дюбелей, включающая в себя испытания серий из трех образцов с различной конфигурацией плит [20]. По результатам предварительного анализа результатов для статистической обработки и оценки были отобраны 5 серий испытаний без профилированного настила и 6 серий с профилированным настилом. Параметры образцов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Программа испытаний уголковых упоров

Серия	Ориентация упоров относительно балки	Количество упоров в образце, шт.	Толщина железобетонных плит, мм	Высота упоров $h_{ан}$, мм	Марка профнастила	Ширина гофры профнастила b_0 , мм	Высота гофры профнастила h , мм	Прочность бетона R_m , МПа
X-120P	Параллельно	8	110	95	—	—	—	47,2
X-150P	Параллельно	8	150	125	—	—	—	39,4
X-160P	Параллельно	8	160	140	—	—	—	42,8
X-120T	Перпендикулярно	8	110	95	—	—	—	41,9
X-150T	Перпендикулярно	8	150	125	—	—	—	40,1
X-120T-N44	Перпендикулярно	12	150	125	НС44	118	44	41,8

Продолжение таблицы 1

Серия	Ориентация упоров относительно балки	Количество упоров в образце, шт.	Толщина железобетонных плит, мм	Высота упоров $h_{ан}$, мм	Марка профнастила	Ширина гофры профнастила b_0 , мм	Высота гофры профнастила h , мм	Прочность бетона R_m , МПа
X-150T-N44	Перпендикулярно	12	110	95	НС44	118	44	46,0
X-120P-N44	Параллельно	6	150	125	НС44	118	44	39,5
X-150T-N75	Перпендикулярно	12	110	95	Н75	82	75	39,7
X-150P-N60	Параллельно	12	150	125	Н60	141	60	38,4
X-150T-N60	Перпендикулярно	6	150	125	Н60	71	60	41,0

Table 1

Shear connectors test program

Series	Connector orientation	Number of connectors in specimen	Slab thickness, mm	Connector height $h_{ан}$, mm	Deck type	Deck width b_0 , mm	Deck height h , mm	Concrete strength R_m , MPa
X-120P	Parallel	8	110	95	–	–	–	47.2
X-150P	Parallel	8	150	125	–	–	–	39.4
X-160P	Parallel	8	160	140	–	–	–	42.8
X-120T	Tranverse	8	110	95	–	–	–	41.9
X-150T	Tranverse	8	150	125	–	–	–	40.1
X-120T-N44	Tranverse	12	150	125	НС44	118	44	41.8
X-150T-N44	Tranverse	12	110	95	НС44	118	44	46.0
X-120P-N44	Parallel	6	150	125	НС44	118	44	39.5
X-150T-N75	Tranverse	12	110	95	Н75	82	75	39.7
X-150P-N60	Parallel	12	150	125	Н60	141	60	38.4
X-150T-N60	Tranverse	6	150	125	Н60	71	60	41.0

Помимо сдвиговых испытаний образцов были проведены испытания бетонных кубов на сжатие по методике ГОСТ 18105–2018 [21] с целью контроля прочности бетона образцов.

МЕТОД

Для оценки прочностных и деформативных параметров уголковых анкерных упоров были использованы данные, полученные во время сдвиговых испытаний: протоколы испытаний с графиками нагрузка – перемещения для образцов со съёмной (рис. 2) и несъёмной опалубкой (рис. 3), фото- и видеофиксация испытаний. Зависимость прочности и деформативности уголковых анкерных упоров от их высоты, ориентации относительно вектора сдвигающей силы,

прочности бетона плиты и геометрических параметров профилированного настила оценивалась путем сопоставления результатов различных испытаний на общих графиках и сводных таблицах.

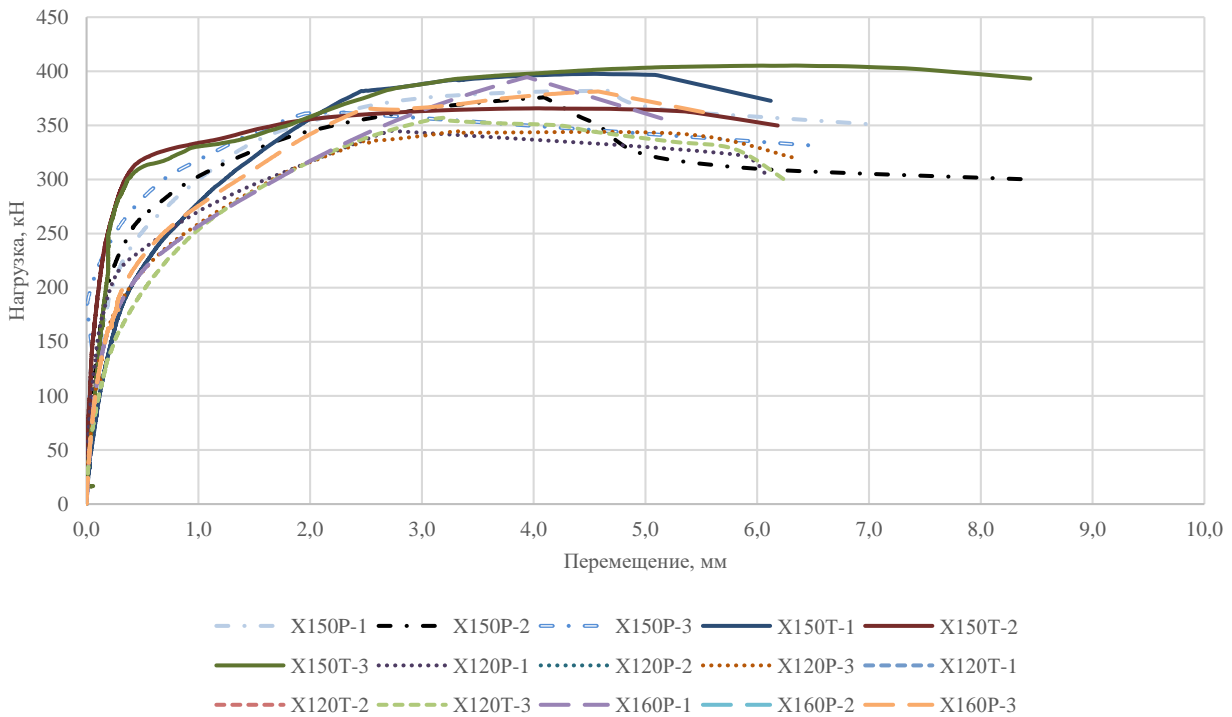


Рис. 2. Графики нагрузка – перемещение для образцов по съемной опалубке
Figure 2. Load – deflection chart for solid slab specimen

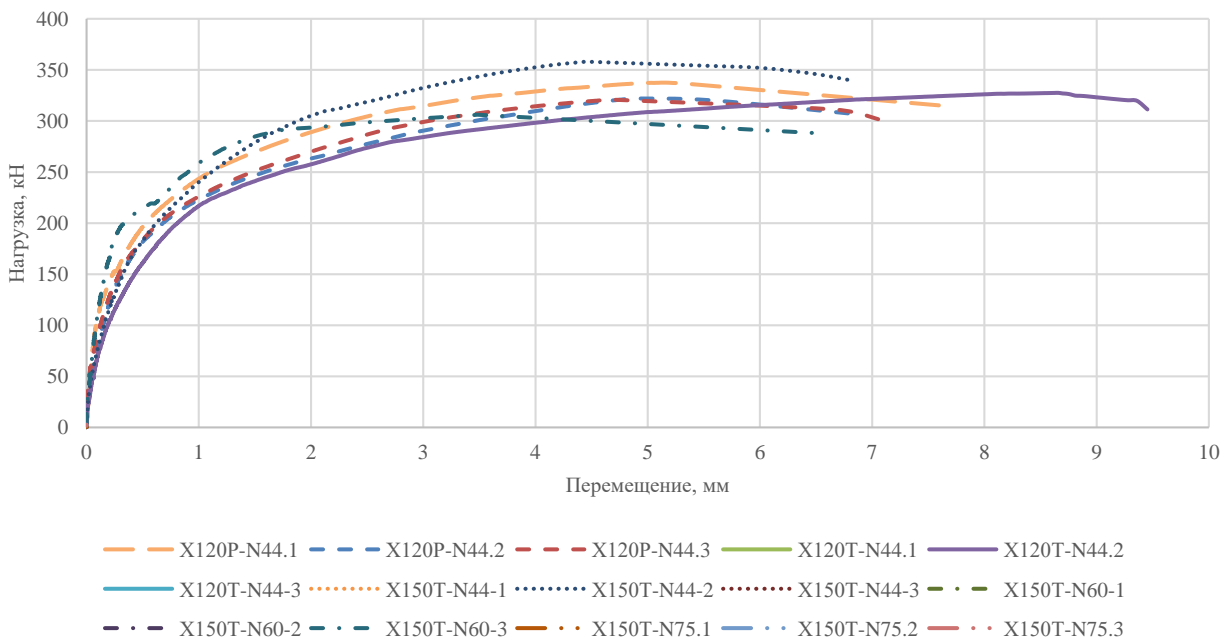


Рис. 3. Графики нагрузка – перемещение для образцов по несъемной опалубке из профилированного настила
Figure 3. Load – deflection chart for profiled slab specimen

При разрушении образцов со съемной опалубкой были зафиксированы следующие механизмы разрушения: срез дюбелей (рис. 4, *a*), вырыв дюбелей (рис. 4, *b*), разрыв упоров (рис. 4,

с) или их комбинации. В сериях с плитами, устроенными по профилированному настилу, помимо упомянутых механизмов были зафиксированы также продавливание (рис. 4, *d*) и срез бетонного ребра (рис. 4, *e*).

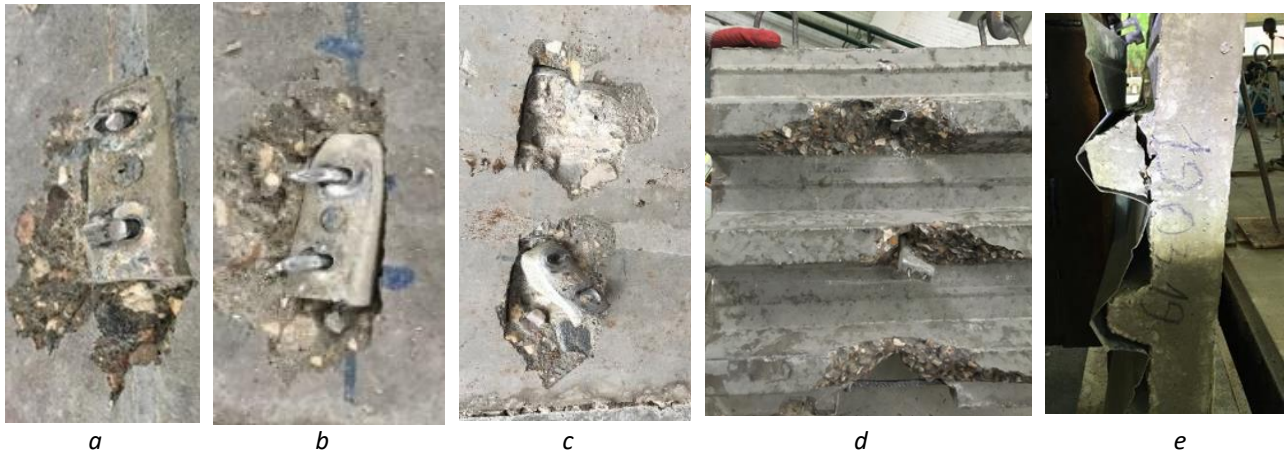


Рис. 4. Механизмы разрушения узлов объединения на уголковых упорах:

a — срез дюбелей; *b* — вырыв дюбелей; *c* — разрыва упоров; *d* — продавливание бетонного ребра; *e* — срез бетонного ребра

Figure 4. Shear connection failure modes:

a — dowel shear; *b* — dowel pull-out; *c* — connector tear up; *d* — concrete pull-out; *e* — rib punching

Для того чтобы сделать анализ более полным, к исследуемой выборке были добавлены результаты испытаний образцов, имеющих схожую конфигурацию (высота упоров, их ориентация, краевые и осевые расстояния), выполненные К. Пелешкой [22], М. Кризинелом [23] и Ф. Эггертом [24]. Конфигурация профилированных настилов, использованных в некоторых из упомянутых исследований, представлена в табл. 2.

Таблица 2

Конфигурация профилированных настилов, использованных для анализа

Серия	Марка настила	Эскиз
N2.2	TR 55/260	
N2.3		
1-C	Holorib 51	
2-B	Confrasta 70	
2-C	Prins PVS 73	

Table 2

Deck properties, taken for the analysis

Series	Deck type	Drawing
N2.2	TR 55/260	
N2.3		
1-C	Holorib 51	
2-B	Confrasta 70	
2-C	Prins PVS 73	

Полученные данные были сведены в табл. 3.

Таблица 3

Результаты испытаний образцов

Серия	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Превалирующий механизм разрушения	Срезы дюбеля, %	Вырывы дюбеля, %	Разрывы упора, %	Разрушение по бетону, %
X-150P-1	39,4	47,7	7,1	Срез дюбелей	100	0	0	–
X-150P-2	39,4	46,9	8,4	Срез дюбелей	100	0	0	–
X-150P-3	39,4	45,2	6,5	Срез дюбелей	100	0	0	–
X-150T-1	40,1	49,7	6,1	Срез дюбелей	88	13	0	–
X-150T-2	40,1	45,7	6,1	Срез дюбелей	81	19	0	–
X-150T-3	40,1	50,6	8,4	Срез дюбелей	75	25	0	–
X-120P-1	47,2	43,1	6,1	Срез дюбелей	88	13	0	–
X-120P-2	47,2	46,1	6,1	Срез дюбелей	94	6	0	–
X-120P-3	47,2	43,1	6,3	Срез дюбелей	8	13	0	–
X-120T-1	41,9	43,1	7,3	Вырыв дюбелей	25	50	25	–

Продолжение таблицы 3

Серия	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Превалирующий механизм разрушения	Срезы дюбеля, %	Вырывы дюбеля, %	Разрывы упора, %	Разрушение по бетону, %
X-120Т-2	41,9	44,3	11,6	Разрыв упоров	0	50	50	–
X-120Т-3	41,9	44,6	6,2	Разрыв упоров	0	25	75	–
X-160Р-1	42,8	53,4	5,2	Срез дюбелей	100	0	0	–
X-160Р-2	42,8	50,3	5,3	Срез дюбелей	100	0	0	–
X-160Р-3	42,8	47,7	5,6	Срез дюбелей	100	0	0	–
S1.3 (=120Р) [22]	40,1	38,9	14,4	Разрыв упоров	13	25	63	–
S4 (=120Т) [22]	36,8	42,5	12,0	Вырыв дюбелей	0	100	0	–
Crisinel (=120Р) [23]	34,5	35,5	8,0	Вырыв дюбелей	25	63	13	–
Эггерт 3-1 (=120Р) [24]	36,2	45,2	5,3	Вырыв дюбелей	25	63	13	–
Эггерт 4-1 (=150Р) [24]	58,3	52,1	8,6	Вырыв дюбелей	25	63	13	–
X120Р- N44.1	39,5	42,2	7,6	Срез дюбелей	63	38	0	13
X120Р- N44.2	39,5	40,3	6,9	Срез дюбелей	63	38	0	0
X120Р- N44.3	39,5	40,1	7,1	Срез дюбелей	88	13	0	0
X120Т- N44.1	41,8	38,4	7,7	Срез дюбелей	88	13	0	0
X120Т- N44.2	41,8	40,9	9,5	Разрыв упоров	0	25	75	0
X120Т- N44.3	41,8	39,5	8,4	Срез дюбелей	100	0	0	0
X150Т- N44.1	46	42,8	6,5	Срез дюбелей	100	0	0	0
X150Т- N44.2	46	44,8	6,8	Срез дюбелей	100	0	0	0
X150Т- N44.3	46	43,1	6,3	Срез дюбелей	100	0	0	0
X150Т- N60.1	40,1	38,2	5,0	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100
X150Т- N60.2	40,1	38,3	6,5	Срез бетонного ребра	0	0	0	100
X150Т- N60.3	40,1	38,3	5,6	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100

Продолжение таблицы 3

Серия	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Превалирующий механизм разрушения	Срезы дюбеля, %	Вырывы дюбеля, %	Разрывы упора, %	Разрушение по бетону, %
X-150P-N60.1	38,4	42,7	6,8	Срез дюбелей	100	0	0	0
X-150P-N60.2	38,4	40,9	7,2	Срез дюбелей	88	13	0	0
X-150P-N60.3	38,4	37,7	6,1	Срез дюбелей	88	13	0	0
X-150T-N75.1	39,7	26,4	6,6	Срез бетонного ребра	0	0	0	100
X-150T-N75.2	39,7	24,8	5,6	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100
X-150T-N75.3	39,7	25,6	5,8	Продавливание бетонного ребра	0	0	0	100
N2.2 [22]	45,7	40,5	13,5	Разрыв упоров	0	50	50	0
N2.3 [13922]	45,7	42,3	11,0	Вырыв дюбелей	25	75	0	0
1-C [23]	41,9	45,8	11,1	Срез дюбелей	Н/д	Н/д	Н/д	Н/д
2-B [23]	41,9	37,6	6,0	Срез бетонного ребра	Н/д	Н/д	Н/д	Н/д
2-C [23]	41,9	25,5	6,8	Срез бетонного ребра	Н/д	Н/д	Н/д	Н/д

Table 3

Specimen test results

Series	Concrete strength, МПа	Ultimate load per connector, kN	Deflection, mm	Prevailing failure mode	Dowel shear, %	Dowel pull-out, %	Connector tear up, %	Concrete failure, %
X-150P-1	39.4	47.7	7.1	Dowel shear	100	0	0	–
X-150P-2	39.4	46.9	8.4	Dowel shear	100	0	0	–
X-150P-3	39.4	45.2	6.5	Dowel shear	100	0	0	–
X-150T-1	40.1	49.7	6.1	Dowel shear	88	13	0	–
X-150T-2	40.1	45.7	6.1	Dowel shear	81	19	0	–
X-150T-3	40.1	50.6	8.4	Dowel shear	75	25	0	–
X-120P-1	47.2	43.1	6.1	Dowel shear	88	13	0	–

Continuation of Table 3

Series	Concrete strength, MPa	Ultimate load per connector, kN	Deflection, mm	Prevailing failure mode	Dowel shear, %	Dowel pull-out, %	Connector tear up, %	Concrete failure, %
X-120P-2	47.2	46.1	6.1	Dowel shear	94	6	0	–
X-120P-3	47.2	43.1	6.3	Dowel shear	88	13	0	–
X-120T-1	41.9	43.1	7.3	Dowel pull-out	25	50	25	–
X-120T-2	41.9	44.3	11.6	Connector tear up	0	50	50	–
X-120T-3	41.9	44.6	6.2	Connector tear up	0	25	75	–
X-160P-1	42.8	53.4	5.2	Dowel shear	100	0	0	–
X-160P-2	42.8	50.3	5.3	Dowel shear	100	0	0	–
X-160P-3	42.8	47.7	5.6	Dowel shear	100	0	0	–
S1.3 (=120P) [22]	40.1	38.9	14.4	Connector tear up	13	25	63	–
S4 (=120T) [22]	36.8	42.5	12.0	Dowel pull-out	0	100	0	–
Кризинел (=120P) [22]	34.5	35.5	8.0	Dowel pull-out	25	63	13	–
Эггерг 3-1 (=120P) [24]	36.2	45.2	5.3	Dowel pull-out	25	63	13	–
Эггерг 4-1 (=150P) [24]	58.3	52.1	8.6	Dowel pull-out	25	63	13	–
X120P-N44.1	39.5	42.2	7.6	Dowel shear	63	38	0	13
X120P-N44.2	39.5	40.3	6.9	Dowel shear	63	38	0	0
X120P-N44.3	39.5	40.1	7.1	Dowel shear	88	13	0	0
X120T-N44.1	41.8	38.4	7.7	Dowel shear	88	13	0	0
X120T-N44.2	41.8	40.9	9.5	Connector tear up	0	25	75	0
X120T-N44.3	41.8	39.5	8.4	Dowel shear	100	0	0	0
X150T-N44.1	46	42.8	6.5	Dowel shear	100	0	0	0
X150T-N44.2	46	44.8	6.8	Dowel shear	100	0	0	0
X150T-N44.3	46	43.1	6.3	Dowel shear	100	0	0	0

Continuation of Table 3

Series	Concrete strength, MPa	Ultimate load per connector, kN	Deflection, mm	Prevailing failure mode	Dowel shear, %	Dowel pull-out, %	Connector tear up, %	Concrete failure, %
X150T-N60.1	40.1	38.2	5.0	Concrete pull-out	0	0	0	100
X150T-N60.2	40.1	38.3	6.5	Rib punching	0	0	0	100
X150T-N60.3	40.1	38.3	5.6	Concrete pull-out	0	0	0	100
X-150P-N60.1	38.4	42.7	6.8	Dowel shear	100	0	0	0
X-150P-N60.2	38.4	40.9	7.2	Dowel shear	88	13	0	0
X-150P-N60.3	38.4	37.7	6.1	Dowel shear	88	13	0	0
X-150T-N75.1	39.7	26.4	6.6	Rib punching	0	0	0	100
X-150T-N75.2	39.7	24.8	5.6	Concrete pull-out	0	0	0	100
X-150T-N75.3	39.7	25.6	5.8	Concrete pull-out	0	0	0	100
N2.2 [22]	45.7	40.5	13.5	Connector tear up	0	50	50	0
N2.3 [22]	45.7	42.3	11.0	Dowel pull-out	25	75	0	0
1-C [23]	41.9	45.8	11.1	Dowel shear	N/a	N/a	N/a	N/a
2-B [23]	41.9	37.6	6.0	Rib punching	N/a	N/a	N/a	N/a
2-C [23]	41.9	25.5	6.8	Rib punching	N/a	N/a	N/a	N/a

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Для того чтобы определить, как влияют высота и ориентация упоров, класс бетона плиты на прочность и деформативность конструкции объединения на угловых упорах, была построена пузырьковая диаграмма (рис. 5–7), на которой результат каждой серии отмечен кругом, площадь которого является производной от прочности бетона плиты; при этом каждый круг заштрихован в соответствии с зафиксированным механизмом разрушения. В образцах с плитами, устроенными по съемной опалубке, были использованы следующие обозначения: горизонтальным штрихом обозначены серии, в которых превалировал срез дюбелей; косым штрихом обозначены серии, в которых превалировал вырыв дюбелей из основания; точками обозначены серии, в которых количество разрушений вследствие разрыва упора составило $\geq 50\%$. В образцах с плитами, устроенными по съемной опалубке, помимо обозначений, описанных выше, были использованы следующие типы штриховки: волнистой линией обозначены образцы, в которых был зафиксирован срез бетонного ребра; образцы, в которых было зафиксировано продавливание бетонного ребра, заштрихованы в клетку.

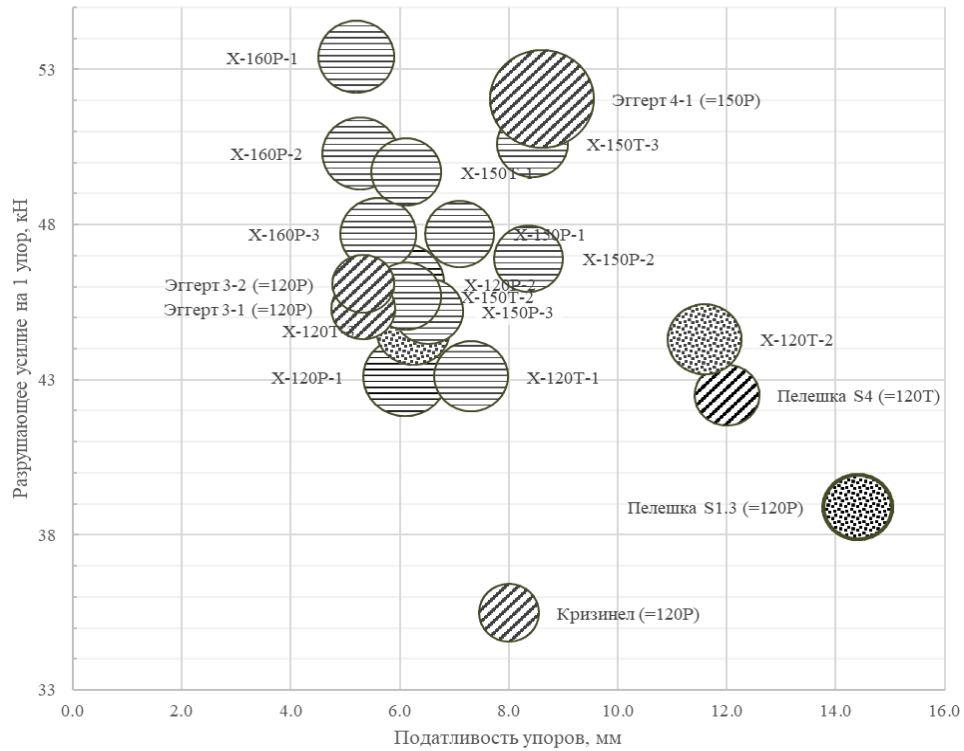


Рис. 5. Анализ результатов испытаний образцов с упорами высотой 125 мм, плиты по съемной опалубке: горизонтальный штрих — срез дюбелей; косой штрих — вырыв дюбелей из основания; точки — разрыв упоров
Figure 5. Test result analysis for solid slab specimen with 125 mm shear connectors: horizontal hatching — dowel shear; oblique hatching — dowel pull-out; dots hatching — connector tear up

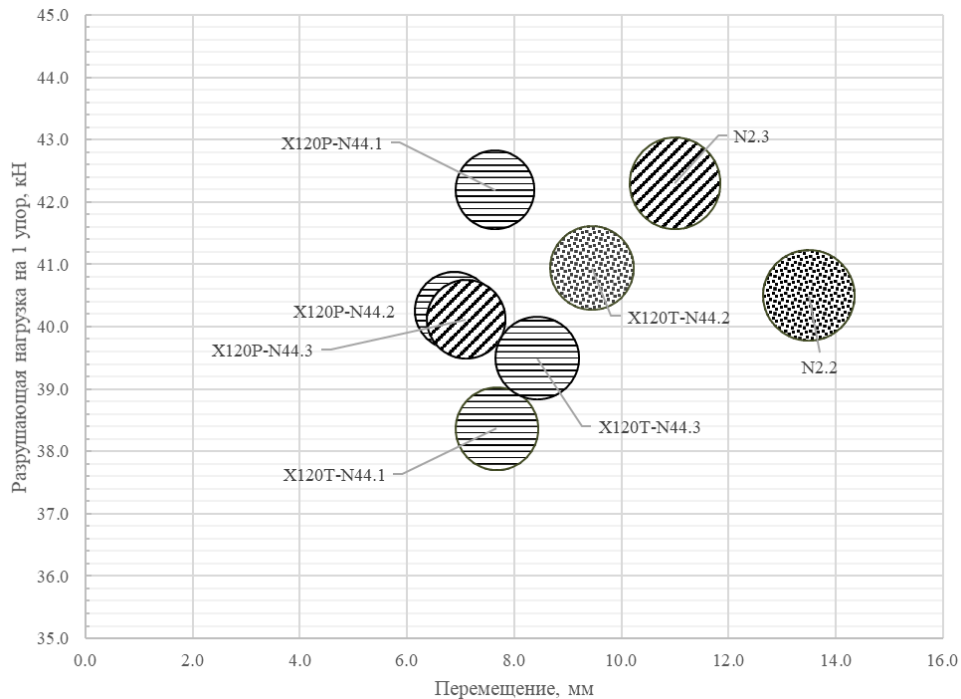


Рис. 6. Анализ результатов испытаний образцов с упорами высотой 95 мм, плиты по съемной опалубке: горизонтальный штрих — срез дюбелей; косой штрих — вырыв дюбелей из основания; точки — разрыв упоров
Figure 6. Test result analysis for solid slab specimen with 95 mm shear connectors: horizontal hatching — dowel shear; oblique hatching — dowel pull-out; dots hatching — connector tear up

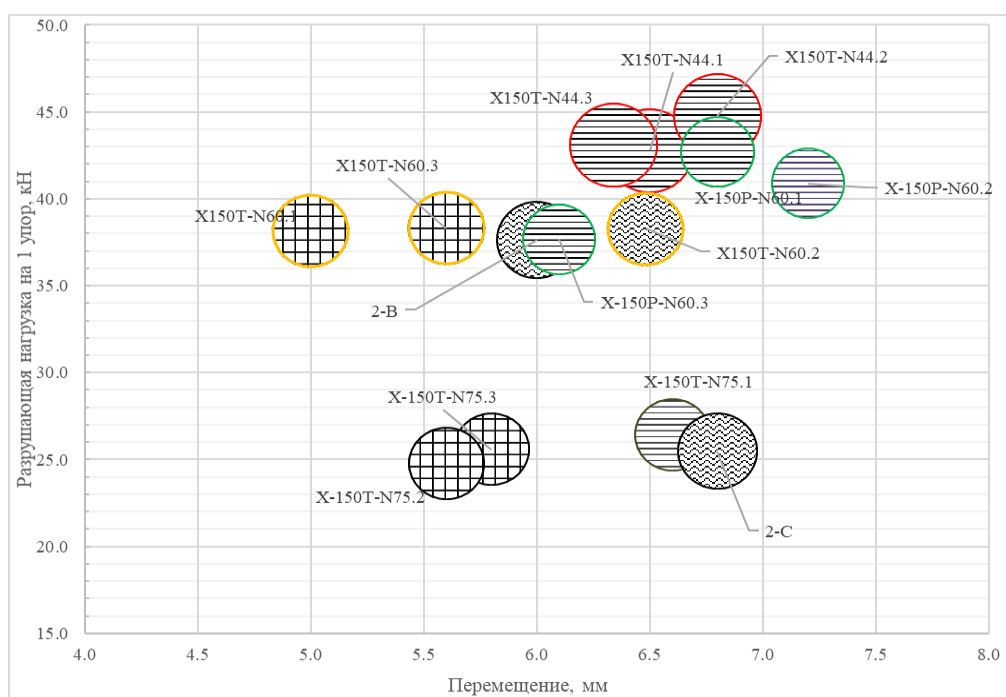


Рис. 7. Анализ результатов испытания образцов с упорами высотой 125 мм, плиты по несъемной опалубке: горизонтальный штрих — срез дюбелей; косой штрих — вырыв дюбелей из основания; точки — разрыв упоров; волнистые линии — срез бетонного ребра; клетка — продавливание бетонного ребра. Цветом выделены образцы одной серии

Figure 7. Test result analysis for profiled slab specimen with 125 mm shear connectors: horizontal hatching — dowel shear; oblique hatching — dowel pull-out; dots hatching — connector tear up; wave hatching — rib punching; cell hatching — concrete pull-out. Samples of the same series are highlighted in color

Анализ данных пузырьковых диаграмм на рис. 5–7 с точки зрения прочности анкерных упоров показал следующее:

1. Сопротивление конструкции объединения сдвигу на угловых анкерных упорах зависит от высоты анкерного упора. Сопротивление упоров в серии X-120P (упоры высотой 95 мм) на 5 % ниже, чем в серии X-150P (упоры высотой 125 мм) и на 13 % ниже, чем в серии X-160P (упоры высотой 140 мм). Тот же вывод справедлив и для образцов с плитами, устроенными по профилированному настилу.

2. Ориентация упоров не оказывает влияния на прочность связи, однако влияет на однородность результатов: в сериях с перпендикулярной ориентацией упоров относительно сдвигающих сил (120P и 150T) разброс значений ниже, что оказывает влияние на коэффициент вариации при вычислении нормативного сопротивления.

3. Корреляция между прочностью бетона железобетонных плит в пределах 34,5–58,3 МПа (по рис. 8) и сопротивлением упоров сдвигу не выявлена. Об этом так же свидетельствует тот факт, что во всех образцах был зафиксирован механизм разрушения по стали (дюбеля или упора).

4. Корреляция между исследуемыми параметрами образцов и механизмом разрушения не выявлена: в большинстве образцов конструкция объединения была разрушена вследствие смешанного механизма разрушения с преобладающим числом срезанных дюбелей. В двух сериях с относительно высокими упорами, установленными параллельно вектору сдвигающей силы (X-HVB 125 и X-HVB 140 в сериях X-150P и X-160P соответственно), разрушение произошло вследствие среза всех дюбелей. Однако для серии 4-1 из исследования Ф. Эггерта [24] с параметрами образца, идентичными серии X-150P, по результатам испытаний

был зафиксирован смешанный механизм разрушения с преобладанием вырыва дюбелей из основания.

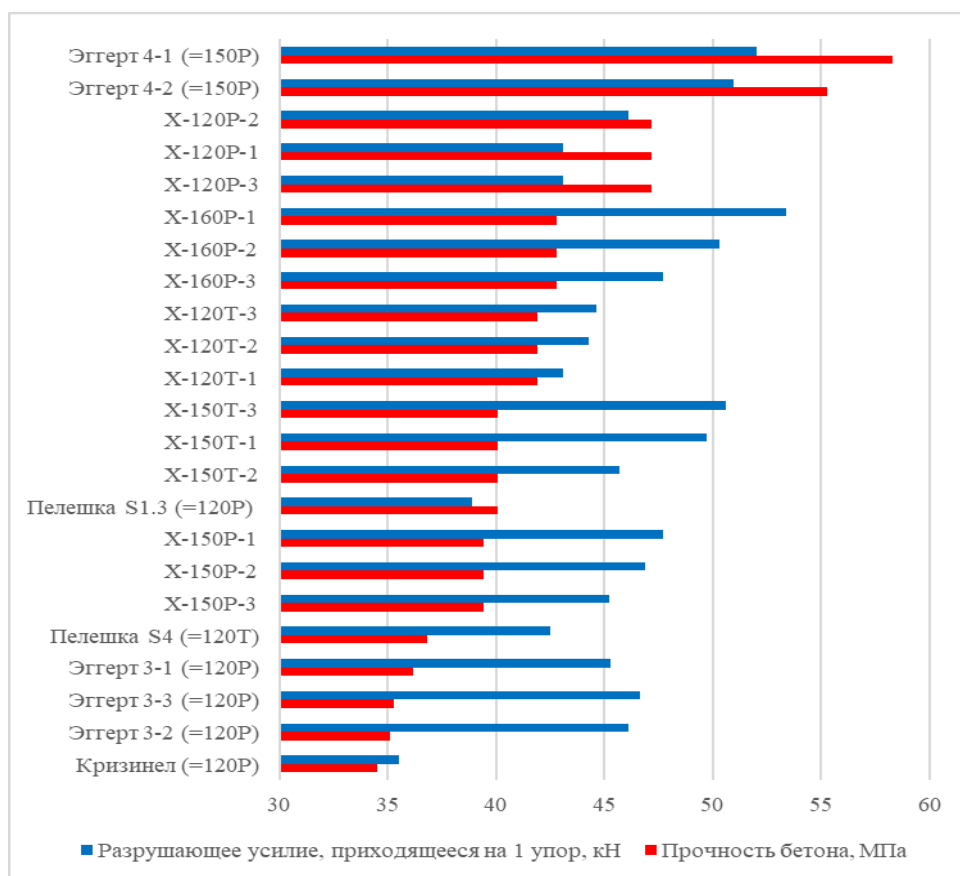


Рис. 8. Зависимость прочности свдвигового соединения от прочности бетона плиты
Figure 8. Relation between shear connection resistance and concrete strength

Анализ с точки зрения деформативности рассматриваемых анкерных упоров показал следующее:

1. Высота анкерного упора влияет на его податливость: при повышении высоты наблюдается как снижение размаха выборки по перемещениям, так и снижение максимального значения перемещения. У образцов с плитами, устроенными по съемной опалубке, средняя податливость упоров высотой 120 мм на 2 % выше, чем у упоров высотой 125 мм, и на 23 % выше, чем у упоров высотой 140 мм.

2. Применение профилированного настила оказывает негативное влияние на несущую способность упоров: образцы серии X150T-N44, как и в случае с упорами с высотой 95 мм, показали снижение средней разрушающей нагрузки на 1 упор на 11 % по сравнению с аналогичной серией без профилированного настила при незначительном снижении деформативности (до 5 %). Такой же вывод справедлив и для серии X150P-N60: снижение средней прочности на 13 % при снижении средней деформативности на 9 %. В данных сериях разрушение происходило преимущественно за счет среза дюбелей, что свидетельствует о максимальном использовании ресурса конструкции упоров.

3. В образцах с параллельной ориентацией упоров высотой 125 мм относительно вектора сдвигающей силы средняя податливость упоров на 6 % выше, чем в образцах с перпендикулярной ориентацией упоров относительно вектора сдвигающей силы. Однако, при высоте упора 95 мм, средняя податливость параллельно ориентированных упоров на 36 % ниже, чем

у упоров, ориентированных перпендикулярно. Таким образом, зависимости между ориентацией упора и его податливостью нет, что коррелирует с выводами других авторов [22, 23].

4. Корреляция между фактической прочностью бетона плиты и податливостью анкерных упоров не выявлена.

5. В результате анализа была выявлена следующая зависимость между преобладающим механизмом разрушения в образце и податливостью упоров (рис. 9): податливость упоров в образцах, разрушившихся вследствие среза дюбелей, в среднем на 29 % ниже, чем в образцах, имевших иные механизмы разрушения.

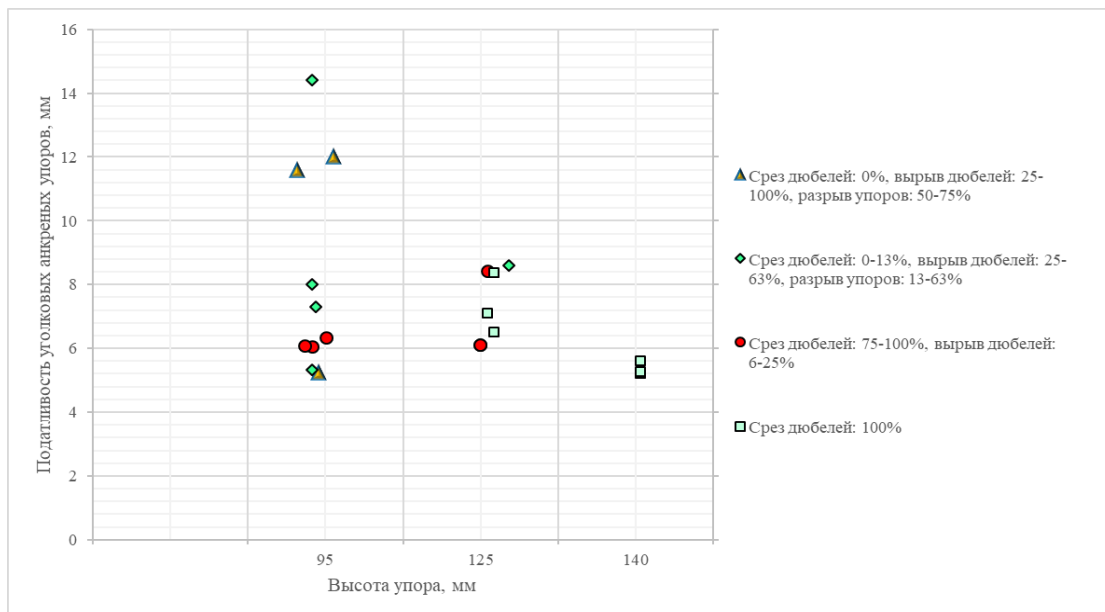


Рис. 9. Зависимость податливости упоров от механизма разрушения
Figure 9. Dependence of the shear connection ductility on the failure mode

Серии X150P-N60 и X150T-N60, помимо ориентации упоров, отличаются также способом укладки листа на балку: в первом случае лист уложен «широкими гофрами», во втором — «узкими». Из-за уменьшения краевых расстояний от упора и сокращения объема бетона, передающего сдвигающие усилия на упоры, произошло его разрушение при снижении средней разрушающей нагрузки относительно серии X150T на 21 % и снижении средней деформативности на 17 %. При этом стоит отметить, что два из трех образцов в серии разрушились вследствие продавливания бетонного ребра и зафиксированное перемещение составило менее 6,0 мм, что не позволяет классифицировать конструкцию объединения как податливую.

Для серии X150T-N75 также применялся лист с «узкими» гофрами, поэтому в данной серии наблюдались те же закономерности, что и в серии X150T-N60: снижение средней разрушающей нагрузки на 1 упор составило 21 % относительно серии X150T, средняя деформативность снизилась на 13 %. В испытаниях, проведенных с листами Confrasta 70 и Prins PVS 73, имеющими сходные соотношения ширины гофры к ее высоте, были зафиксированы те же механизмы разрушения при сопоставимом снижении прочности относительно образцов с плитами, устроенными по съемной опалубке.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В описанной части исследования работы сталежелезобетонных перекрытий с монолитными плитами, а также на основании ранее проведенных исследований была выполнена оценка прочностных и деформативных параметров угловых анкерных упоров. По результатам данной оценки можно сделать следующие выводы:

1. Сопротивление сдвигу уголковых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбелей, в составе сталежелезобетонных перекрытий с плитами, устроенными по плоской съемной опалубке, зависит главным образом от их высоты и практически не зависит от ориентации относительно вектора сдвигающей силы.

2. Анализ результатов испытаний показал, что уголковые упоры меньшей высоты имеют более высокую податливость. В проведенных испытаниях не удалось подтвердить возможность классификации упоров высотой 140 мм, ориентированных параллельно вектору сдвигающей силы как податливые (серия Х-160Р), однако упоры высотой 95 и 125 мм во всех других сериях соответствуют критерию податливости $\delta \geq 6$ мм, что позволяет применять их для устройства конструкций с повышенной сейсмостойкостью и живучестью или перекрытий с частичным объединением.

3. Применение профилированного настила в качестве несъемной опалубки оказывает негативное влияние на прочность анкерных упоров. Зафиксированная средняя разрушающая нагрузка на 1 упор в сериях с профилированным листом на 6–45 % меньше, чем в сериях без профилированного настила с аналогичной конфигурацией упоров и прочностью бетона.

4. Применение профилированного настила с соотношением ширины гофры к ее высоте $b_0/h < 2,7$ в качестве несъемной опалубки оказывает негативное влияние на деформативность анкерных упоров. В сериях с настилами марок Н60 и Н75 во всех случаях наблюдалось снижение деформативности на 5–17 % в независимости от ориентации настила (опирание широкой или узкой гофры на балку). Негативного влияния профилированного настила марки НС44 на деформативность упоров не выявлено

5. Влияние прочности бетона плиты на прочность и деформативность профилированного настила с уголковыми анкерными упорами не выявлено.

6. В дальнейшем предполагается продолжить исследования напряженно-деформируемого состояния уголковых упоров в сталежелезобетонных балочных перекрытиях с монолитными плитами, устроенными по профилированному настилу с высотой гофры более 80 мм.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Henderson I.E.J., Zhu X.Q., Uy B., Mirza O. Dynamic behaviour of steel – concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study // Engineering Structures. 2015. No. 103. Pp. 298–307.
2. Каранетов Э.С., Атанов А.В. Анализ существующих способов включения стали и железобетона в совместную работу // Общетеchnические задачи и пути их решения. 2018. № 4. С. 592–604.
3. Helbrych P., Major M., Nawrot J. Numerical and experimental analysis of a shear connection made using a top-hat profile // Civil and environmental engineering reports. 2017. No. 26 (3). Pp. 69–78. DOI: 10.1515/ceer-2017-0036
4. Фаттахова А.И. Влияние горизонтальных нагрузок на работу стэд-болтов в комбинированных плитах перекрытия // Вестник МГСУ. 2020. № 1. С. 31–42. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.31-42
5. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Влияние податливости анкерных упоров на сейсмостойкость сталежелезобетонного перекрытия // Сейсмостойкое строительство. 2021. № 4. С. 28–35.
6. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования (с Изменением № 1, 2). Введ. 2017.07.01. М. : Стандартинформ, 2021. 106 с.
7. Hällmark R., Collin P., Hicks S.J. Post-installed shear connectors: Push-out tests of coiled spring pins vs. headed studs // Journal of Constructional Steel Research. 2019. No. 161. Pp. 1–16. DOI:10.1016/j.jcsr.2019.06.009
8. Конин Д.В., Крылов А.С., Чесноков Д.А. Оценка результатов испытания уголковых анкерных упоров на сдвиговое воздействие // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 3. С. 16–26.
9. Ling-Zhu Chen, Gianluca Ranzi, Shou-Chao Jiang, Faham Tahmasebinia, Guo-Qiang Li. Behaviour and design of shear connectors in composite slabs at elevated temperatures // Journal of Constructional Steel Research. 2015. No. 115. Pp. 387–397.
10. ГОСТ Р 58336–2018. Упоры уголковые анкерные. Методы испытаний. М. : Стандартинформ, 2018. 25 с.
11. EN 1994-1. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels : CEN, 2004. 120 p.
12. Hicks S.J., Smith A.L. Stud Shear Connectors in Composite Beams that Support Slabs with Profiled Steel Sheeting // Structural Engineering International. 2014. No. 2. Pp. 246–253. DOI: 10.2749/101686614X13830790993122

13. Saggaff A., Tahir M., Azimi M., Lawan M. Impact of bolted shear connector spacing in composite beam incorporating cold-formed steel of channel lipped section // *ИОАВЖ*. 2016. Vol. 7. No. 1. Pp. 441–445.
14. Boursas F., Boutagouga D. Parametric study of I-shaped shear connectors with different orientations in push-out test // *Frattura ed Integrità Strutturale*. 2021. No. 57. Pp. 24–39. DOI: 10.3221/IGF-ESIS.57.03
15. Al-krooma H., Thneibata M., Alghrirb Y., Schmid V. An experimental investigation of new bent V-shaped shear connector // *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2021. No. 18 (5). Pp. 367–378.
16. Гимранов Л.П., Фаттахова А.И. Определение характеристик модели сталежелезобетонной диафрагмы, влияющих на результат численного эксперимента // *Промышленное и гражданское строительство*. 2022. № 1. С. 18–25. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.01.18-25
17. Алмазов В.О., Аратюнян С.Н. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям // *Вестник МГСУ*. 2015. № 8. С. 51–65.
18. Xinggui Zeng, Shao-Fei Jiang, Donghua Zhou. Effect of Shear Connector Layout on the Behavior of Steel-Concrete Composite Beams with Interface Slip // *Appl. Sci*. 2019. No. 9 (207). 17 p. DOI:10.3390/app9010207
19. Sougata C., Umamaheswari N. Numerical investigation of steel-concrete composite beams using flexible shear connectors // *AIMS Materials Science*. 2022. Vol. 9. No. 5. Pp. 668–683.
20. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на уголковых анкерных упорах // *Вестник МГСУ*. 2021. № 2. С. 144–152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152
21. ГОСТ 18105–2018. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. Введ. 2020.01.01. М. : Стандартинформ, 2020. 15 с.
22. Peleska K. Partial connection of steel and concrete composite beams with shear connectors // *Proceeding of the Conference Eurosteel, Prague, 1999*. Pp. 577–580.
23. Crisinel M. Push-out, HVV 95/125/140 et toles profiles: report ICOM 663-3F. Лозанна : Политехнический университет, 1995. 55 с.
24. Eggert F. Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech : дис. д-ра наук.. Штутгарт, 2019. 404 с.

REFERENCES

1. Henderson I.E.J., Zhu X.Q., Uy B., Mirza O. Dynamic behaviour of steel–concrete composite beams with different types of shear connectors. Part I: Experimental study. *Engineering Structures*. 2015; 103:298-307.
2. Karapetov E.S., Atanov A.A. Analysis of existing methods of incorporation of steel and reinforced concrete in combined action. *Proceedings of Petersburg Transport University*. 2018; 15(4):592-604. (rus.).
3. Helbrych P., Major M., Nawrot J. Numerical and experimental analysis of a shear connection made using a top-hat profile. *Civil and environmental engineering reports*. 2017; 26(3):69-78. DOI: 10.1515/ceer-2017-0036
4. Fattahova A.I. Impact of horizontal loads on the work of stud bolts in combined floor slabs. *Vestnik MGSU*. 2020; 15(1):31-42. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.31-42 (rus.).
5. Tonkikh G.P., Chesnokov D.A. The influence of the shear connectors ductility on the seismic resistance of composite steel-concrete floors. *Seysmostoykoe stroitelstvo*. 2021; 4:28-35. (rus.).
6. SP 266.1325800.2016. Composite structures. Design rules, 2021; 106. (rus.).
7. Hällmark R., Collin P., Hicks S.J. Post-installed shear connectors: Push-out tests of coiled spring pins vs. headed studs. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019; 161:1-16. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.06.009
8. Konin D.V., Krylov A.S., Chesnokov D.A. Estimation of the powder-actuated shear connectors tests. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 3:16-26. (rus.).
9. Ling-Zhu Chen, Gianluca Ranzi, Shou-Chao Jiang, Faham Tahmasebinia, Guo-Qiang Li. Behaviour and design of shear connectors in composite slabs at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 115:387-397.
10. GOST R 583362018. Anchor angular emphasis. Test methods. 2018; 25. (rus.).
11. EN 1994-1. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2004; 120.
12. Hicks S.J., Smith A.L. Stud Shear Connectors in Composite Beams that Support Slabs with Profiled Steel Sheeting. *Structural Engineering International*. 2014; 2:246-253. DOI: 10.2749/101686614X13830790993122
13. Saggaff A., Tahir M., Azimi M., Lawan M. Impact of bolted shear connector spacing in composite beam incorporating cold-formed steel of channel lipped section. *ИОАВЖ*. 2016; 7(1):441-445.
14. Boursas F., Boutagouga D. Parametric study of I-shaped shear connectors with different orientations in push-out test. *Frattura ed Integrità Strutturale*. 2021; 57:24-39. DOI: 10.3221/IGF-ESIS.57.03

15. Al-krooma H., Thneibata M., Alghrirb Y., Schmid V. An experimental investigation of new bent V-shaped shear connector. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2021; 18(5):368-378.
16. Gimranov L.R., Fattakhova A.I. Determination of the characteristics of the steel-reinforced concrete diaphragm model affecting the result of the numerical experiment. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo*. 2022; 1:18-25. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.01.18-25 (rus.).
17. Almazov V.O., Aratyunyan S.N. Design of Composite Reinforced Concrete Slabs according to Eurocode 4 and Russian Recommendations. *Vestnik MGSU*. 2015; 8:51-65. (rus.).
18. Xinggui Zeng, Shao-Fei Jiang, Donghua Zhou. Effect of Shear Connector Layout on the Behavior of Steel-Concrete Composite Beams with Interface Slip. *Appl. Sci*. 2019; 9(207):17. DOI:10.3390/app9010207
19. Sougata C., Umamaheswari N. Numerical investigation of steel-concrete composite beams using flexible shear connectors. *AIMS Materials Science*. 2022; 9(5):668-683.
20. Tonkikh G.P., Chesnokov D.A. An experimental study of a shear connection of steel-reinforced concrete slabs with angle shear studs. *Vestnik MGSU*. 2021; 16(2):144-152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152 (rus.).
21. GOST 18105–2018. Concretes. Rules for control and assessment of strength. 2020; 15. (rus.).
22. Peleska K. Partial connection of steel and concrete composite beams with shear connectors. *Proceeding of the Conference Eurosteel*. Prague, 1999; 577-580.
23. Crisinel M. Push-out, HVB 95/125/140 et toles profiles: report ICOM 663-3F. 1995; 55.
24. Eggert F. *Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech* : PhD thesis. Stuttgart. 404.