УДК 69.056.52

© Ю. В. Миронова, канд. техн. наук, доцент
(Казанский государственный архитектурно-
строительный университет, г. Казань, Россия)
E-mail: yul.mironova2018@mail.ru

DOI 10.23968/1999-5571-2020-17-3-55-61

© Yu. V. Mironova, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
(Kazan State University of Architecture
and Engineering, Kazan, Russia)
E-mail: yul.mironova2018@mail.ru

МОДЕРНИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СТЫКА ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ В БЕЗРИГЕЛЬНЫХ КАРКАСАХ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ БЕССВАРНЫХ ПЕТЛЕВИДНЫХ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ

MODERNIZATION OF THE DESIGN SOLUTION OF THE HORIZONTAL JOINT OF THE FLOOR SLABS IN THE BEAM-FREE FRAMES USING SEAMLESS LOOP-SHAPED EMBEDDED PARTS

Предложено модернизированное конструктивное решение горизонтального стыка плит перекрытий для безригельных каркасов КУБ, УИКСС с применением петлевидных закладных деталей PFEIFER. На основании численного моделирования выявлены особенности его напряженно-деформированного состояния при работе на сдвиг. Модернизирован горизонтальный стык сборных плит перекрытия с бессварными петлевидными закладными деталями и получено аналитическое выражение для определения его податливости на основании анализа результатов численного моделирования работы на сдвиг. Приведен сравнительный анализ результатов расчетов и экспериментальных данных, доказывающий адекватность и применимость предлагаемого расчетного выражения и применимость конструктивного решения. Новое конструктивное решение горизонтального стыка плит перекрытий упрощает технологию монтажа плит, его сдвиговую податливость можно оценить в зависимости от характеристик материалов.

Ключевые слова: многоэтажные здания, безригельный каркас КУБ, безригельный каркас УИКСС, горизонтальный стык плит перекрытия, конструктивное решение стыка, петлевидные закладные детали, гибкие петли PFEIFER, напряженно-деформированное состояние стыка, разрушающая нагрузка на стык, сдвиговая податливость, двухшпоночное соединение.

There is proposed an updated design solution of horizontal joint of the floor slabs for CUB and UIKSS beam-free frames using PFEIFER loop-shaped embedded fixings. On the basis of numerical modeling, the features of its stress strain behavior during shear operation are revealed. The horizontal joint of prefabricated floor slabs with seamless looped-shaped embedded parts has been modernized and an analytical expression to determine its compliance based on the analysis of the results of numerical simulation of the shear has been obtained. There is presented a comparative analysis of the calculation results and experimental data, proving the adequacy and applicability of the proposed calculation expression and the applicability of the design solution. The new design solution of the horizontal joint of floor slabs simplifies the technology of slab installation, and its shear suppleness can be assessed as a positive factor for the construction industry.

Keywords: multi-storey buildings, beam-free frame CUB, beam-free frame UIKSS, horizontal joint of floor slabs, design solution of the joint, looped-shaped embedded parts, flexible PFEIFER loops, stress-deformed state of the joint, rupture load on the joint, shear suppleness, double-key joint.

Несмотря на широкое распространение монолитного строительства, сборный железобетон не сдает своих позиций. Его применение обусловлено быстровозводимостью, экономичностью, применением типовых решений, высокой сте-

пенью контроля в процессе изготовления конструкций и другими преимуществами. Учитывая плюсы в технологии и качестве выполнения работ, строительство каркасных зданий жилого и административного назначения из сборных

железобетонных элементов остается актуальным, однако необходима и целесообразна модернизация уже имеющихся конструктивных решений [1, 2], позволяющая упростить и ускорить технологические операции при возведении.

Одними из применяемых каркасов являются безригельные каркасы по системам УИКСС (универсальная индустриальная каркасная система строительства) и КУБ (каркас универсальный безригельный), особенность которых — жесткое закрепление плит перекрытий на колоннах и шарнирное соединение между собой за счет замоноличивания шпонок¹ [3–5, 13]. Размеры плит перекрытия запроектированы так, чтобы стыки панелей располагались в зонах нулевых изгибающих моментов. Конструктивным решением горизонтального стыка плит перекрытия при возведении безригельных каркасов является стык конструкции академика Г. П. Передерия.

Предлагаемым решением соединения сборных железобетонных элементов является применение петлевидных закладных деталей из гибких петель, обладающих рядом преимуществ² [6–9]. Сегодня существуют специальные закладные петли из канатной или тросовой арматуры (производства Германии, Финляндии, Эстонии и др.), устанавливаемые в форму сборных изделий в виде компактных коробочек. Тросовые петли широко используются в Европе для соединения между собой сборных железобетонных элементов, например между стеновыми панелями в панельном домостроении или при соединении стеновой панели с колонной в каркасно-ригельных системах. Применение подобных деталей в стыках является технологичным решением, экономит время при изготовлении железобетонных изделий и их монтаже, сокращает количество металла в элементе и не требует применения монтажной сварки. Также отсутствует необходимость оштукатуривания мест установки закладных деталей. Однако вопрос о применении и работе петлевых соединений сборных железобетонных конструкций недостаточно изучен [10, 11]. Вопрос применения петлевидных закладных деталей в горизонтальных стыках и определения их прочности и податливости

остается открытым. Исходя из вышесказанного, является актуальной задача модернизации типовых решений горизонтальных стыков перекрытий безригельных каркасов и определение их прочностных и деформативных характеристик.

Для упрощения технологии монтажа и снижения трудоемкости работ при возведении перекрытий по системам УИКСС, КУБ предлагается применение петлевидных закладных деталей в горизонтальных стыках: основным преимуществом данного стыка является отсутствие выпирающих частей, которые могут деформироваться в результате удара при транспортировке и монтаже. Было разработано конструктивное решение и определено напряженно-деформированное состояние горизонтального стыка перекрытий с использованием гибких петель PFEIFER (рисунок).

Разработанный стык железобетонных плит перекрытия образован армированными шпоночными соединениями из петлевидных закладных деталей. Для определения оптимального конструктивного решения стыка варьировались количество расположенных по стыку закладных деталей, расстояния между закладными деталями, марка бетона замоноличивания стыка. Рассматриваются три варианта расположения закладных деталей по длине горизонтального стыка: одна закладная деталь в середине длины, две закладные детали по краям стыка, две закладные детали в середине стыка.

Модель для проведения эксперимента на сдвиг представляет собой стык двух сборных железобетонных панелей перекрытия размером 2,98×2,98 м с толщиной 160 мм. Ширина стыка 120 мм. Шпонки имеют размеры 120×64×20 мм. Бетон панелей перекрытия тяжелый класса В25, стык замоноличивается мелкозернистым бетоном, класс которого варьируется в ходе численного эксперимента: В20, В25 и В30. Арматурный стержень круглого сечения диаметром 12 мм аналогичен конструктивному решению стыка по системе КУБ 2.5, взятого за основу. Анкер из гибкой арматуры задан канатом ТК 1×19(1 + 6 + 12) Ø8,1 мм.

Для верификации использованы данные натурного эксперимента по исследованию НДС вертикального стыка стеновых панелей с гибкими петлями, проведенного под руководством

¹ Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса КУБ 2.5 / ЦНИИПИ «Монолит». М.: Стройиздат, 1990. 49 с.

² Каталог PFEIFER – Memmingen, 02/2017. 26 с.

Конструктивное решение стыка. Сечение

Б. С. Соколова [6]. В результате сравнения выявлено, что разрушающая нагрузка и характер разрушения, полученные численным моделированием, сопоставимы с данными физического эксперимента.

Численное исследование НДС горизонтального бесшовного стыка плит перекрытия проводилось в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 R5. Принята следующая модель: плиты перекрытия и стык образованы объемными конечными элементами с размерами граней не более 12 см, одна из плит по контуру имеет жесткие связи. Для объемных КЭ моделей использовались физико-механические характеристики бетона замоноличивания и бетона сборного элемента, соответствующие свойствам материалов. Канатные петли закладных деталей, а также арматурный стержень заданы стержневыми конечными элементами. Податливость сопряжения плит моделировалась двухузловыми конечными элементами упругой связи (КЭ55). Нагрузка

поэтапно прикладывалась к торцу левой панели перекрытия.

На основании численного моделирования горизонтальных шпоночных соединений определено их напряженно-деформированное состояние при восприятии сдвиговых усилий (табл. 1). Установлен характер разрушения образцов от действия сдвигающего усилия на горизонтальный стык. Несущая способность одношпоночных стыков почти в три раза ниже, чем двухшпоночных; при увеличении класса бетона замоноличивания несущая способность стыков на сдвигающие нагрузки практически не изменяется. Установлен момент трещинообразования и характер разрушения горизонтальных шпоночных стыков плит перекрытия с гибким поперечным армированием при восприятии сдвиговых усилий: трещины образуются в растянутой зоне стыка по контакту бетона плиты и бетона стыка, разрушение происходит по бетону замоноличивания. Момент трещинообразования при увеличении класса бетона в стыке увеличивается; жесткость стыка прямо пропорционально зависит от количества образованных закладными деталями шпонок по длине стыка. Численный эксперимент показал, что податливость одношпоночного соединения почти в два раза выше, чем податливость двухшпоночного стыка. При этом установлено, что при большем расстоянии между шпонками (вариант стыка № 2) податливость стыка меньше, чем при близком расположении

Таблица 1

Напряженно-деформированное состояние стыка в зависимости от класса бетона замоноличивания

Вариант стыка	Класс бетона замоноличивания	Нагрузка при образовании трещин, кН	Разрушающая нагрузка, кН	Сдвиговая податливость, $\times 10^6$ м/кН	
				до образования трещин	после образования трещин
1	B20	17,88	29,8	2,16	9,63
	B25	20,86		2,14	8,83
	B30			2,13	8,49
2	B20	29,80	80,50	1,01	4,39
	B25	35,76		0,97	3,92
	B30	41,72		0,95	3,61
3	B20	47,68	74,5	1,02	5,32
	B25	41,72		1,00	3,82
	B30	59,60		0,98	3,69

шпонок относительно друг друга (вариант стыка № 3).

Определены разрушающие нагрузки для всех вариантов сопряжения плит: для одношпоночного соединения она составляет 29,8 кН, для двух рассмотренных вариантов стыка с двумя шпонками — 80,5 кН (вариант № 2) и 74,5 кН (вариант № 3). При сравнении несущей способности двухшпоночных стыков и стыка по системе КУБ отмечается сопоставимость полученных результатов. Расхождение составляет 4,1 % и 12,55 % соответственно. Получены максимальные перемещения конечных элементов в стыке и рассчитаны значения податливости стыков при работе на стадиях до и после образования трещин. Отмечается схожий характер работы исследуемого стыка с существующим решением стыка по системам УИКСС и КУБ. Полученные в ходе численного исследования значения прочности и жесткости моделей стыков сопоставимы с результатами ранее проведенных исследований подобных конструкций [6], на основании чего можно сделать вывод о корректности и применимости модели изучаемого сопряжения плит перекрытия.

По результатам численного исследования для проектирования рекомендуется применение варианта стыка № 2 — двухшпоночное соединение железобетонных плит перекрытия размером 2980×2980 мм, образованное закладными деталями — шинами VS PFEIFER (VS 50/200) и мелкозернистым бетоном класса В25. Закладные детали располагаются на расстоянии 520 мм друг от друга с отступом от торцов плит на расстояние 40 мм (для обеспечения армозащитного слоя), шпонки имеют размеры 120×64×20 мм.

Разрушающая сдвиговая нагрузка для стыка № 2 составила 80,5 кН, характер разрушения — образование и развитие трещин по контакту сборной панели и монолитного бетона стыка. Момент трещинообразования — 35,8 кН, что составляет 44,5 % от величины разрушающей нагрузки. Величина сдвиговой податливости стыка при упругой стадии составила $0,97 \cdot 10^{-6}$ м/кН, на стадии после образования трещин — $3,92 \cdot 10^{-6}$ м/кН.

Был выполнен расчет прочности и податливости стыков на стадии до и после образова-

ния трещин по существующим методикам³ [12], а также их сопоставление с данными численного эксперимента. Значения податливости при работе стыка в упругой стадии до образования трещин по результатам теоретических расчетов и численного исследования близки.

В армированных стыках при появлении трещин от сдвиговых усилий происходит перераспределение усилий между шпонками и в работу включаются канатные петли стыка. По результатам теоретических расчетов и численных экспериментов получено, что значения податливости стыка отличаются на коэффициент, приблизительно равный отношению начального модуля упругости бетона плиты перекрытия и начального модуля упругости бетона замоноличивания стыка. Для этой стадии в данной работе предлагается использовать выражение для вертикальных шпоночных соединений стеновых панелей с учетом коэффициента

$$\gamma = E_{\text{бпл}}/E_{\text{бст}}, \quad (1)$$

где $E_{\text{бпл}}$ — модуль упругости бетона плиты перекрытия; $E_{\text{бст}}$ — модуль упругости бетона замоноличивания стыка.

Исходя из этого, предлагается усовершенствование существующего выражения по определению сдвиговой податливости петлевидного бессварного стыка путем применения коэффициента γ в общей формуле податливости, изложенной в Пособии по проектированию жилых зданий⁴.

Расчетное выражение для сдвиговой податливости на стадии после образования трещин представляется в следующем виде:

$$\lambda_{\tau} = \gamma(\lambda_{\tau\text{б}} + \lambda_{\tau\text{с}}), \quad (2)$$

где $\lambda_{\tau\text{б}}$ — податливость бетонной шпонки; $\lambda_{\tau\text{с}}$ — податливость арматурной связи.

Для конструкций, рассматриваемых в данной работе, коэффициент γ имеет следующие значения в зависимости от класса бетона замоноличивания стыка:

- кл. В20: $\gamma = 1,36$;
- кл. В25: $\gamma = 1,25$;
- кл. В30: $\gamma = 1,15$.

Значения сдвиговой податливости на стадии после образования трещин представлены в табл. 2.

³ Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Ч. 1. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01–85). М., 1989. 305 с.

⁴ Там же.

Численными исследованиями установлено, что при увеличении класса бетона замоноличивания несущая способность стыка увеличивается незначительно, поэтому для дальнейшего проектирования рекомендуется применение варианта стыка № 2 с мелкозернистым бетоном кл. В25 в стыке. Сопоставление результатов расчета, приведенное в табл. 2, отражает возможность применения предложенного расчетного выражения при оценке сдвиговой податливости горизонтальных бессварных стыков плит перекрытия с гибким поперечным армированием.

Расчет прочности и несущей способности предлагается выполнять по методике, предложенной в Пособии по проектированию жилых зданий.

Максимальное расхождение значений сдвиговой податливости стыка по предложенной в работе формуле и в численном эксперименте составило 22,04 %. Такое расхождение является приемлемым, поскольку не приводит к существенному изменению усилий в элементах. Согласно экспериментальным данным, для вертикальных стыков сборных элементов аналогичной конструкции [10, 11] отмечено, что уменьшение податливости стыков на 25 % приводит к увеличению усилий на 10,7 %. При сравнении величин податливости численной модели стыка по системе КУБ и рассматриваемых в работе стыков № 2 и 3 расхождения в значениях составили 8 % для стадии упругой работы, 9 % — для стадии по-

сле образования трещин. Данные значения говорят о возможности сравнения существующей конструкции стыка с предложенными. Достоверность исследуемой модели подтверждается сравнением полученных данных с результатами ранее проведенных экспериментов, а также сопоставимостью результатов численного исследования с теоретическими расчетами.

С помощью численного моделирования получены данные о напряженно-деформированном состоянии различных вариантов горизонтальных стыков с использованием гибких петель. По результатам сравнения НДС моделей стыка по системам КУБ и УИКСС и предложенных моделей двухшпоночного стыка отмечается аналогичный характер работы, что подтверждается данными натурных экспериментов и позволяет считать предложенные решения адекватными. Наиболее близким по характеру работы к существующему решению является вариант стыка № 3 с мелкозернистым бетоном класса В25 в стыке. Однако показатели (момент трещинообразования, разрушающая нагрузка, жесткость) варианта стыка № 2 при том же классе бетона в стыке выше. Так как при увеличении класса бетона замоноличивания несущая способность стыка увеличивается незначительно, рекомендуется применение варианта стыка № 2 с мелкозернистым бетоном кл. В25 в стыке.

По результатам данной работы можно сделать вывод о возможности и целесообразности

Таблица 2

Сопоставление значений сдвиговой податливости в горизонтальном стыке плит перекрытия на стадии после образования трещин

Вариант конструктивного решения стыка	Класс бетона замоноличивания	Податливость стыка, $\times 10^6$ м/кН			
		по методике Пособия	по методике [12]	по результатам численного эксперимента	по формуле (2)
1	B20	6,59	6,03	9,63	8,98
	B25	6,27	5,86	8,83	7,83
	B30	6,03	5,71	8,49	6,96
2	B20	3,3	3,02	4,39	4,5
	B25	3,13	2,93	3,92	3,91
	B30	3,0	2,85	3,61	3,46
3	B20	3,3	3,02	5,32	4,5
	B25	3,13	2,93	3,82	3,91
	B30	3,0	2,85	3,69	3,46

применения закладных деталей из гибких петель PFEIFER при строительстве жилых и общественных зданий с безригельными каркасными системами УИКСС, КУБ. Дальнейшая разработка темы настоящей работы возможна в области изучения влияния работы закладных деталей PFEIFER в стыках плит перекрытия на общее НДС каркаса здания, на возможность применения данных закладных деталей при строительстве в районах с сейсмической активностью.

Библиографический список

1. Николаев С. В. Обновление жилищного фонда страны на базе крупнопанельного домостроения // Жилищное строительство. 2018. № 3. С. 3–7.
2. Данель В. В. Совершенствование конструкций и расчетных схем крупнопанельных зданий // Жилищное строительство. 2014. № 5. С. 55–59.
3. Чигринская Л. С., Киселев Д. В., Щербин С. А. Изучение работы конструктивной ячейки безбалочного перекрытия системы КУБ-1 // Вестник ТГАСУ. 2012. № 4 (37). С. 128–143.
4. Попов В. А., Казаков В. А., Андрюшенков А. Ф., Воловник Н. С. Организация производства сборных железобетонных конструкций строительной системы «КУБ 3V» для освоения выпуска 30 000 кв. м жилой площади в год // Вестник СибАДИ. 2016. № 3 (49). С. 68–74.
5. Чигринская Л. С. Исследование работы безбалочного перекрытия системы КУБ // сб. науч. тр. Ангартского гос. техн. ун-та. 2012. Т. 1, № 1. С. 125–134.
6. Соколов Б. С., Миронова Ю. В. Прочность и податливость вертикальных стыков стеновых панелей с использованием гибких петель // Жилищное строительство. 2014. № 5. С. 60–62.
7. Миронова Ю. В., Абдрахимова Н. С., Халиуллин А. Р. Повышение сопротивляемости несущей системы бескаркасного здания с бессварными стыками прогрессирующему разрушению // Известия КГАСУ. 2016. № 4 (38). С. 229–235.
8. Зенин С. А. Проектирование жилых крупнопанельных домов с применением бессварных стыков на тросовых петлевидных соединениях // Жилищное строительство. 2013. № 7. С. 14–15.
9. Карякин А. А., Сонин С. А., Дербенцев И. С., Бельдейко И. А. Экспериментальные исследования вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями // Вестник ЮУрГУ. 2011. № 35. С. 16–20.
10. Дербенцев И. С. Результаты испытаний натурных образцов шпоночных соединений панелей крупнопанельных зданий с гибкими связями // Научный

поиск: материалы Второй науч. конф. аспирантов и докторантов. Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2010. Т. 1. С. 72–76.

11. Дербенцев И. С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных многоэтажных зданий // Строительство — формирование среды жизнедеятельности: сб. докладов 16-й Международной межвузовской научно-практической конференции. М.: МГСУ, 2013. С. 346–352.

12. Горачек Е., Лишак В. И., Пуме Д., Драгилов И. И., Камейко В. А., Морозов Н. В., Цимблер В. Г. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / под ред. В. И. Лишака. М.: Стройиздат, 1980. 192 с.

13. Пат. 141473 Российская Федерация, МПК E04B 1/20. Универсальная индустриальная каркасная система строительства — Татарстан (УИКСС-Татарстан) / Б. С. Соколов. № 2013128714/03; заявл. 24.06.2013; опубл. 10.06.2014.

References

1. Nikolaev S. V. *Obnovlenie zhilishchnogo fonda strany na baze krupnopanel'nogo domostroeniya* [Renewal of the country's housing stock on the basis of large-panel housing construction]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction*, 2018, no. 3, pp. 3–7.
2. Danel' V. V. *Sovershenstvovanie konstruktivnykh i raschetnykh skhem krupnopanel'nykh zdaniy* [Improvement of designs and calculation schemes of large-panel buildings]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction*, 2014, no. 5, pp. 55–59.
3. Chigrinskaya L. S., Kiselev D. V., Shcherbin S. A. *Izuchenie raboty konstruktivnoy yacheyki bezbalochnogo perekrytiya sistemy KUB-1* [Study of the structural cell of the beam-free overlap of the KUB-1 system]. *Vestnik TGASU – Bulletin of the TGASU*, 2012, no. 4 (37), pp. 128–143.
4. Popov V. A., Kazakov V. A., Andryushenkov A. F., Volovnik N. S. *Organizatsiya proizvodstva sbornykh zhelezobetonnykh konstruktivnykh stroitel'noy sistemy «KUB 3V» dlya osvoeniya vypuska 30 000 kv. m zhiloy ploshchadi v god* [Organization of production of precast concrete structures of the construction system “KUB 3V” for the development of production of 30,000 sq. m. of living space per year]. *Vestnik SibADI – Bulletin of the SibADI*, 2016, no. 3 (49), pp. 68–74.
5. Chigrinskaya L. S. *Issledovanie raboty bezbalochnogo perekrytiya sistemy KUB* [Study of the work of beamless slab system KUB]. *Trudy Angarskogo gos. tekhn. un-ta* [Angarsk State Technical University Proceedings]. 2012, vol. 1, no. 1, pp. 125–134.

6. Sokolov B. S., Mironova Yu. V. *Prochnost' i podatlivost' vertikal'nykh stykov stenovykh paneley s ispol'zovaniem gibkikh petel'* [Strength and flexibility of vertical joints of wall panels using flexible loops]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction*, 2014, no. 5, pp. 60–62.
7. Mironova Yu. V., Abdrakhimova N. S., Khaliullin A. R. *Povyshenie soprotivlyaemosti nesushchey sistemy beskarkasnogo zdaniya s bessvarnymi stykami progressiruyushchemu razrusheniyu* [Increasing the resistance of the load-bearing system of a frameless building with welded joints to progressive destruction]. *Izvestiya KGASU – Bulletin of KGASU*, 2016, no. 4 (38), pp. 229–235.
8. Zenin S. A. *Proektirovanie zhilykh krupnopanel'nykh domov s primeneniem bessvarnykh stykov na trosovykh petlevidnykh soedineniyakh* [Design of residential large-panel houses with the use of welded joints on cable loop-like connections]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo – Housing construction*, 2013, no. 7, pp. 14–15.
9. Karyakin A. A., Sonin S. A., Derbentsev I. S., Bel'deyko I. A. *Eksperimental'nye issledovaniya vertikal'nykh shponochnykh stykov zhelezobetonnykh stenovykh paneley s petlevymi gibkimi svyazami* [Experimental studies of vertical key joints of reinforced concrete wall panels with loop flexible connections]. *Vestnik YuUrGU – Bulletin of YuUrGU*, 2011, no. 35, pp. 16–20.
10. Derbentsev I. S. *Rezultaty ispytaniy naturnykh obraztsov shponochnykh soedineniy paneley krupnopanel'nykh zdaniy s gibkimi svyazami* [Test results of full scale samples of key connections of large panel buildings with flexible connections]. *Trudy Vtoroy nauch. konf. aspirantov i doktorantov «Nauchnyy poisk»* [Proc. of the II scientific conference of postgraduates and doctoral students “Scientific search”]. Chelyabinsk, YuUrGU Publ., 2010, vol. 1, pp. 72–76.
11. Derbentsev I. S. *Nesushchaya sposobnost' i deformativnost' shponochnykh soedineniy s petlevymi gibkimi svyazami v stykakh krupnopanel'nykh mnogoetazhnykh zdaniy* [The load-bearing capacity and deformability of key connections with loop flexible connections in the joints of large-panel multi-storey buildings]. *Trudy 16-y Mezhdunarodnoy mezhvuzovskoy nauchno-prakticheskoy konferentsii «Stroitel'stvo – formirovanie sredy zhiznedeyatel'nosti»* [Proc. of the 16-th International inter-university scientific and practical conference “Construction as formation of life environment”]. Moscow, MGSU Publ., 2013, pp. 346–352.
12. Gorachek E., et al. *Prochnost' i zhestkost' stykovykh soedineniy panel'nykh konstruksiy. Opyt SSSR i ChSSR* [Strength and stiffness of butt joints of panel structures. Experience of the USSR and the Czech Republic]. Ed. by Lishak V. I. Moscow, Stroyizdat Publ., 1980, 192 p.
13. Sokolov B. S. *Universal'naya industrial'naya karkasnaya sistema stroitel'stva – Tatarstan (UIKSS-Tatarstan)* [Universal industrial frame system of construction of Tatarstan (UIKSS-Tatarstan). Patent RF, no. 141473, 2014.