

# Теория расчета строительных конструкций

УДК 711.4-112, 711.58, 711.632

DOI: 10.14529/build160402

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАМОНОЛИЧЕННЫХ УЗЛОВ ПАНЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ

**Ю.А. Ивашенко, В.Д. Мельников**

*Южно-Уральский государственный университет, г. Челябинск*

Увеличение этажности панельных зданий невозможно без отступления от типовых проектов, в которых конструкции узлов не предназначены для зданий более 12 этажей. Следовательно, необходимо повышать прочность стыков. Для этой цели проводились испытания узлов панельной системы, не имеющих аналогов в современных пособиях по проектированию. В статье приведены результаты проведенных испытаний на заводе «ЖБИ-Восток» г. Челябинска, оценены прочностные и деформационные характеристики наружного горизонтального узла в двух различных исполнениях (с опиранием плиты перекрытия на стеновую панель и без опирания). Также, в результате обработки экспериментальных данных, было установлено влияние эксцентриситета силы на напряжённое состояние стыка, которое необходимо учитывать при ручном расчете стыка. Определены продольные и угловые деформации перед разрушением образцов стыков, а также запас прочности исследуемых конструкций.

*Ключевые слова: испытание, панельная система, сборно-монолитные узлы.*

Панельное домостроение – способ сборного строительства, основанный на использовании предварительно изготовленных крупных железобетонных конструкций (плит, панелей) заводского производства [1].

Бескаркасные дома состоят из панельных наружных и внутренних стен, перегородок и перекрытий. Конструктивная идея бескаркасных зданий заключается в том, чтобы использовать несущую способность наружных и большинства внутренних стен, обладающих известной прочностью [2].

Основными преимуществами бескаркасных зданий, состоящих из панельных систем, по сравнению с традиционным домостроением являются: меньшая масса конструкций (на 30–40 %), меньшие показатели суммарных затрат труда и сроков строительства (на 30 %), а ведущим техническим преимуществом является высокая пространственная жесткость, позволившая практически без дополнительного увеличения затрат конструктивных материалов перейти к 16–22 этажной застройке [3].

Наиболее ответственными элементами несущей системы панельного здания являются стыковые соединения, благодаря которым панельное здание представляет собой достаточно жесткую и прочную пространственную систему, способную успешно противостоять значительным горизонтальным и вертикальным нагрузкам. Основное назначение горизонтальных стыковых соединений в таких системах – передача сжимающих усилий [4]. По способу передачи вертикальных нагрузок в стенах горизонтальные стыки подразделяются на платформенные, контактные и комбинированные.

Всвязи с экономическими выгодами увеличения этажности жилых зданий, застройщики все чаще отступают от типовых проектов панельных зданий (с 9–12 этажами) в пользу зданий повышенной этажности (до 75 м) [5]. Соответственно возникает проблема в проведении испытаний в связи с модернизацией или полным отказом от конструктивных решений, принятых в типовых проектах. Поскольку основные конструкции (плиты, панели) производятся в заводских условиях, с известными характеристиками, камнем преткновения при проектировании бескаркасных зданий с высотой до 75 м остаются узлы и стыки.

В соответствии с принятой в современных пособиях по проектированию классификацией [6], исследуемый стык по варианту исполнения относится к монолитным. Монолитным называется горизонтальный стык, в котором сжимающая нагрузка передается через монолитную площадку, образованную слоем монолитного бетона, уложенного между торцами плит перекрытий, а в некоторых случаях – также и через горизонтальный растворный шов в уровне верха плит перекрытий [7]. Однако в современных пособиях по проектированию среди вариантов исполнения монолитного стыка отсутствуют исследуемые, поскольку в них приводятся варианты стыков со значительным опиранием плиты перекрытия на стеновую панель (до 1/3 от поверхности стеновой панели). В исследуемых же образцах изначально предполагалось выполнить стык таким образом, чтоб плита перекрытия не опиралась на стеновую панель, а впоследствии, для облегчения процесса монтажа, также предусматривалось незначительное опирание (20 мм, что со-

ставляет 1/8 от поверхности стеновой панели) плиты перекрытия на стеновую панель. Следовательно, для исследования работы стыков необходимо проводить натурные испытания.

Такие испытания стыка проводились на заводе ЖБИ «Восток» в г. Челябинске.

Предполагается несущую систему создавать из панелей стен размером 1200×2800 мм и многопустотных плит перекрытий размером 1200×(3000–5000) 220 (160) мм. Панели стен и плиты перекрытий между собой объединяются в неразрезную систему замоноличиванием стыков, имеющих рабочую арматуру.

Такая система обладает рядом достоинств:

- возможность получения разнообразных планировочных решений;

- повышение прочности и жесткости стыков (горизонтальных и вертикальных) за счет их армирования и повышения качества заполнения их монолитным бетоном с последующим контролем прочности и качества;

- повышение прочности и жесткости стыков обеспечивает возможность увеличения высот зданий.

Цель испытаний состояла в следующем:

- 1) определить вид и характер разрушения стыка;
- 2) определить несущую особенность (прочность) стыка;
- 3) определить деформативность стыка;
- 4) определить прочность стыка при передаче

нагрузки с плит перекрытий на панели стен.

Особенность конструкции образцов № 1 и 2 (рис. 1) состоит в том, что в их конструкциях используются плиты перекрытия толщиной 220 мм, которые не опираются на стеновую панель. В образцах № 3 и 4 (рис. 2) используются плиты перекрытия толщиной 160 мм, которые слегка опираются на стеновую панель (20 мм).

При испытании предполагалось, что вследствие неточности изготовления элементов, дефектов монтажа и передачи нагрузок возникает внецентренное сжатие. Для этого передача нагрузки на панель стены осуществлялась с эксцентриситетом 15 мм (для образца №1 точка приложения силы смещалась в сторону плиты перекрытия, для образцов № 2–4 – в сторону наружной стены).

Результаты испытаний по определению прочности бетона, а также средние деформации перед разрушением приведены в табл. 1. У всех образцов был хрупкий характер разрушения.

Коэффициент безопасности по нагрузке на перекрытие рассчитывался как отношение фактической силы к расчётной (800 кгс/м<sup>2</sup> [8]). Фактическая нагрузка рассчитывалась с учетом действия поперечной силы от собственного веса плиты и укладки блоков ФБС первого и второго слоя. В образце № 4 была обнаружена вертикальная трещина на расстоянии 300 мм от опоры (стены), поэтому плита перекрытия не нагружалась.

Для стеновой панели коэффициент безопасности по нагрузке принимался равным 1,60, и рас-

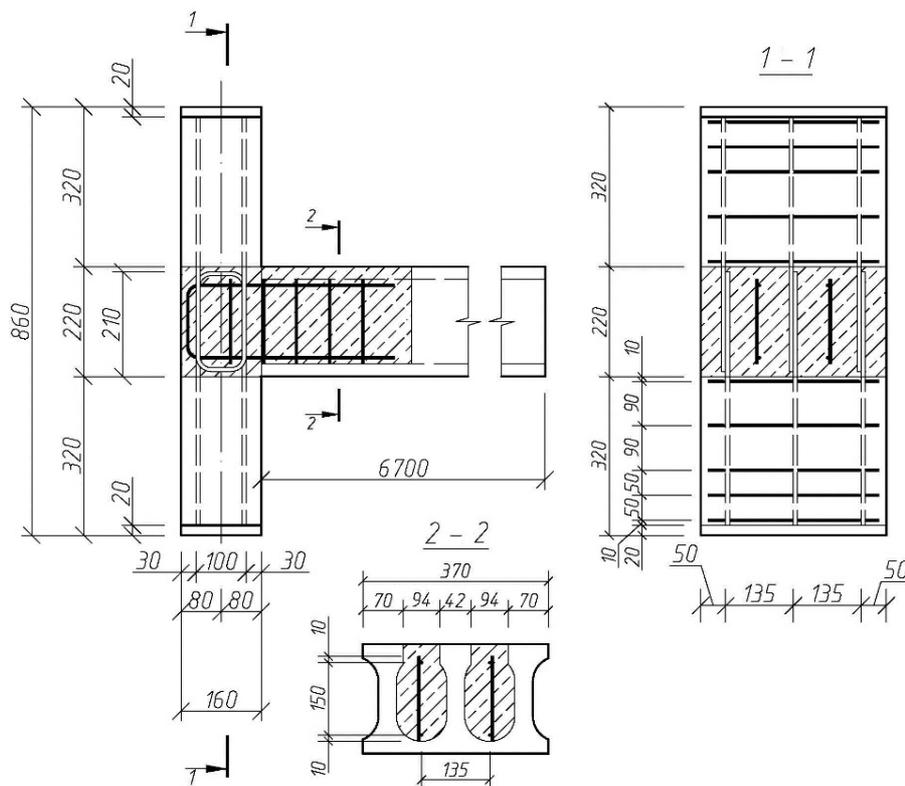


Рис. 1. Чертеж образцов № 1 и № 2 (контактный стык)

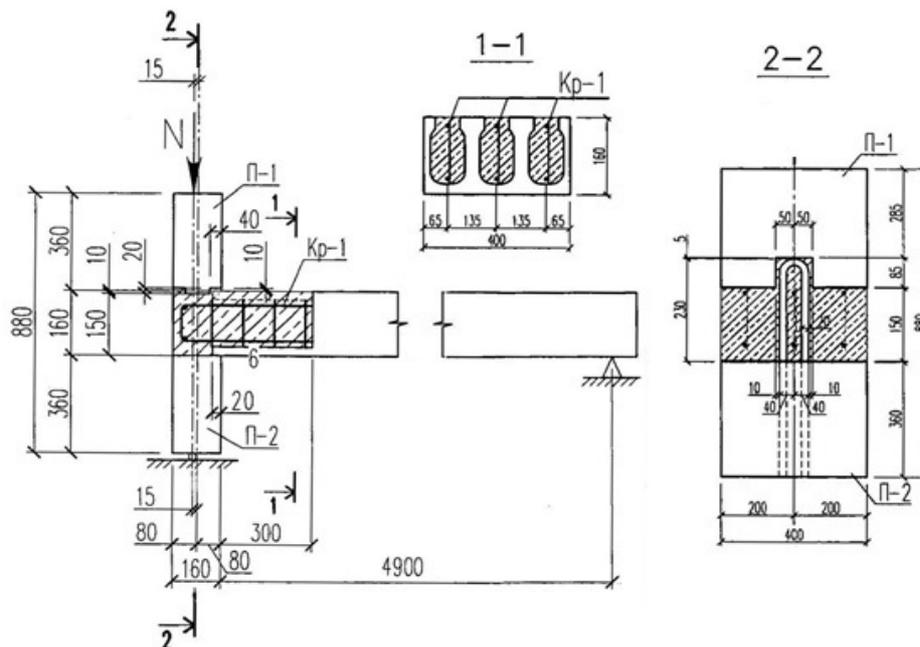


Рис. 2. Чертеж образцов № 3 и № 4 (комбинированный стык)

Таблица 1

Прочность конструкций стыка и деформация в образцах перед разрушением

Физические характеристики	Образец № 1 (без опирания)	Образец № 2 (без опирания)	Образец № 3 (сопиранием)	Образец № 4 (сопиранием)
Проч. СП, МПа	33,5 (ИПС)	33,8 (ИПС)	35 (ИПС)	42,1 (ИПС)
Проч. ПП, МПа	35 (ИПС)	31,6 (ИПС)	45,8 (куб)	41,9 (куб)
Проч. монолит.бет. МПа	31 (ИПС)	32,6 (ИПС)	62,3 (ИПС)	57 (ИПС)
	33 (куб)	32,6 (куб)		
Разруш. нагрузка, тс	150	140	110	95
Выдержка, мин.	10	15	10	20
Средние деформации перед разрушением				
И 1(7), мм	0,27 (раст)	0,24 (раст)	0,56 (раст)	0,30 (раст)
И 2(8), мм	0,18 (сж)	0,20 (сж)	0,07 (сж)	0,13 (раст)
И 3(6), мм	0,88 (сж)	0,50 (сж)	0,37 (сж)	0,23 (сж)
И 4(5), мм	0,57 (сж)	1,01 (сж)	1,53 (сж)	1,10 (сж)

Примечание: ПП – плита перекрытия, СП – стеновая панель.

считывалось количество этажей, которое стык сможет выдержать.

Деформативность стыка определялась сравнением замеренных деформаций перед разрушением с нормируемыми предельными значениями по СП 52-101-2003 [9]: при сжатии  $\varepsilon_{b,nt} = 0,0035 > \varepsilon_b^{on}$ , при растяжении  $\varepsilon_{b,nt} = 0,00015 > \varepsilon_{bt}^{on}$ . Среднее опытное значение вертикальных абсолютных деформаций – среднее арифметическое между показаниями приборов И 3(6) и И 4(5), среднее теоретическое значение вертикальных абсолютных деформаций рассчитывалось по формуле:

$$\Delta^{теор} = \frac{F}{E A} L, \quad (1)$$

где  $F$  – нагрузка,  $E$  – модуль упругости бетона,  $A$  – площадь поперечного сечения;  $L$  – база приборов И 3(6) и И 4(5).

$$\Delta_{1обр}^{теор} = \frac{140 \cdot 10^3 \cdot 25}{330 \cdot 10^3 \cdot 16 \cdot 37} = 0,0192 \text{ см};$$

$$\Delta_{2обр}^{теор} = \frac{120 \cdot 10^3 \cdot 25}{330 \cdot 10^3 \cdot 16 \cdot 37} = 0,0154 \text{ см};$$

$$\Delta_{3обр}^{теор} = \frac{100 \cdot 10^3 \cdot 20}{330 \cdot 10^3 \cdot 16 \cdot 40} = 0,0095 \text{ см};$$

$$\Delta_{4обр}^{теор} = \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 20}{330 \cdot 10^3 \cdot 16 \cdot 40} = 0,0071 \text{ см}.$$

Результаты расчетов коэффициентов безопасности по нагрузке на перекрытие, стеновую панель, а также расчета деформативности стыка представлены в табл. 2.

Для вычисления теоретической прочности стыка от действия нагрузки на стеновую панель необходимо знать величину эксцентриситета вер-

тикального усилия, передающегося на стык, которая вычисляется из системы уравнений:

$$\begin{cases} \varepsilon_1 = \frac{F}{EA} \pm \frac{F e_0}{EW} = \varepsilon_1^{\text{оп}}; \\ \varepsilon_2 = \frac{F}{EA} \pm \frac{F e_0}{EW} = \varepsilon_2^{\text{оп}}. \end{cases} \quad (2)$$

Результаты расчётов теоретических эксцентриситетов по формуле (2) представлены в табл. 2. Поскольку теоретический эксцентриситет для образцов № 1–3 меньше опытного, следовательно, при расчетах необходимо учитывать эксцентриситет, возникающий от действия нагрузок на стеновую панель. В образце же № 4 была обнаружена вертикальная трещина перед испытаниями.

Теоретическую прочность стыка с учетом эксцентриситета возможно определить по формуле СП 52-101-2003 (П.6.1 и 6.2):

$$N^{\text{кр}} = R_b b h \left( 1 - \frac{2e_0 \eta}{h} \right) \quad (3)$$

Например, для образца №1:

$$N^{\text{кр}} = 138,4 \cdot 37 \cdot 16 \left( 1 - \frac{2 \cdot 0,57 \cdot 1}{16} \right) = 76 \text{ тс}.$$

Результаты вычисления  $N^{\text{кр}}$  для остальных образцов представлены в табл. 2.

При учете длительной нагрузки и продольной арматуры несущая способность стыков увеличивалась. Коэффициенты безопасности по прочности стыков представлены в табл. 3.

Прочность на действие поперечной силы вы-

числялась по формулам СП 52-101-2003 (П.6.71). Теоретическое усилие рассчитывалось по формулам:

$$Q_{b1} = 0,5 R_{lt} \frac{b h_0}{2}; \quad (4)$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{2 C_{\text{max}}}. \quad (5)$$

Например, для образца № 1:

$$Q_{b1} = 0,5 \cdot 10,0 \frac{37 \cdot 13}{2} = 1,20 \text{ тс};$$

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot 10,0 \cdot 37 \cdot 13^2}{2 \cdot 39} = 1,20 \text{ тс}.$$

Следовательно, коэффициент безопасности по отношению к теоретическому усилию в плите перекрытия равен:

$$K_{\text{без}} = \frac{1,941}{1,20} = 1,62 > 1,60.$$

Следовательно, для образца № 1 безопасность обеспечивается.

Коэффициенты безопасности прочности стыков от действия нагрузки на перекрытие для остальных образцов представлены в табл. 3, а схемы разрушения представлены на рис. 3. Прочность на действие поперечной силы образца №4 не определялась, поскольку плита перекрытия не была нагружена блоками ФБС из-за наличия вертикальной трещины на расстоянии 300 мм от опоры (стены). Для все оставшихся образцов условие безопасности не выполняется. Следовательно, для обеспече-

Таблица 2

Сводная таблица результатов испытаний (по отношению к нормативным показателям)

Техническая характеристика	Образец № 1	Образец № 2	Образец № 3	Образец № 4
$K_{\text{без}}$ на ПП по отношению к нормативной нагрузке 800 кг/м <sup>2</sup>	2,72	2,29	1,83	–
Кол-во этажей, при $K_{\text{без}} = 1,60$ на СП	42	39	28	24
Отнош. фактич. деформаций к теоретич.	0,38	0,49	1	0,94
Теоретический эксцентриситет, вычисленный по формуле (2) $e_0^{\text{теор}}$ , см (эксцентриситет при испытаниях: $e_0^{\text{оп}} = 1,5$ см)	0,57	0,90	1,41	1,74
$N^{\text{кр}}$ , теоретическая прочность стыка с учетом эксцентриситета, тс	76	70,9	71,7	79,4
Общее фактическое поперечное усилие на ПП, тс	1,941	1,693	1,470	–

Примечание: ПП – плита перекрытия, СП – стеновая панель.

Таблица 3

Коэффициенты безопасности конструкций стыка

Техническая характеристика	Образец № 1 (без опирания)	Образец № 2 (без опирания)	Образец № 3 (сопиранием)	Образец № 4 (сопиранием)
$K_{\text{без}}$ стыка от действия нагрузки на СП	1,97	1,97	1,50	1,20
$K_{\text{без}}$ стыка от действия нагрузки на ПП по отношению к теоретическому усилию	1,62	1,39	1,20	–
$K_{\text{без}}$ на ПП по отношению к нормативной нагрузке 800 кг/м <sup>2</sup>	2,72	2,29	1,83	–

Примечание: ПП – плита перекрытия, СП – стеновая панель.

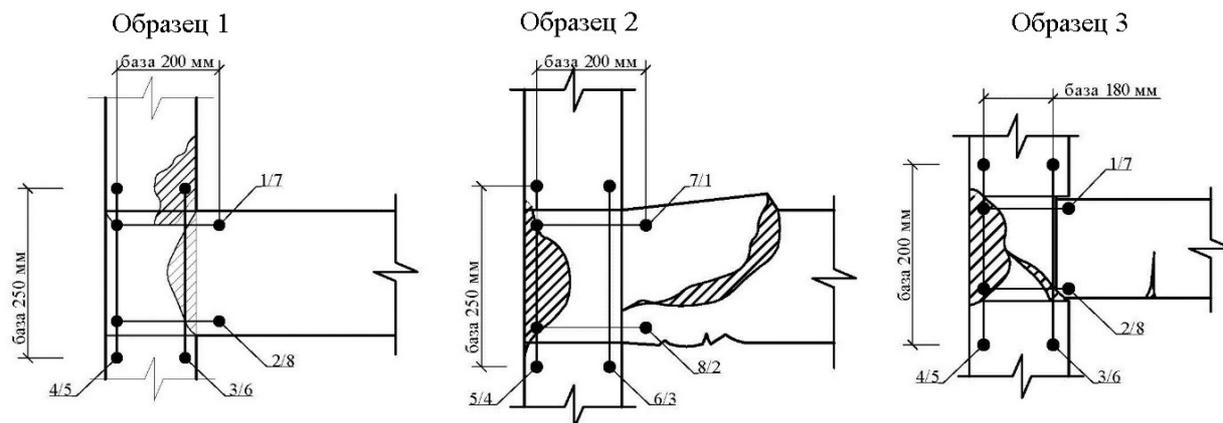


Рис. 3. Схемы разрушения образцов

ния надежности стыка необходимо ограничивать величину расчетной нагрузки.

В результате проведенного комплексного испытания установлено, что надежность стыка обеспечивается, независимо от того, опирается ли плита перекрытия на стеновую панель или нет. Таким образом, можно использовать небольшое опирание плиты перекрытия для облегчения процесса монтажа. Кроме того, в ходе проведенных испытаний было установлено:

1. Испытанные стыки обладают необходимой прочностью, обеспечивающей безопасность от разрушения.
2. Испытанная конструкция стыка обладает деформативностью (податливостью), которую необходимо учитывать при расчете несущей системы здания.
3. Установлено влияние эксцентриситета силы на напряжённое состояние стыка, которое необходимо учитывать при расчете стыка.
4. За время выдержки (10–20 мин) наблюдались приращения деформаций, что соответственно ведет к увеличению эксцентриситета и снижению прочности.

### Литература

1. Нестле, Х. *Справочник строителя. Строительная техника, конструкции и технологии: в 2 т.* / Х. Нестле, Ф. Хансйорг, Х. Август и др. – М.: Техносфера, 2007. – Т. 1. – 520 с.
2. Дроздов, П.Ф. *Проектирование крупнопанельных зданий* / П.Ф. Дроздов, И.М. Себекин. – М.: Стройиздат, 1967. – 417 с.

3. Маклакова, Т.Г. *Конструкции гражданских зданий: учебник* / Т.Г. Маклакова, С.М. Нанасова. – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 280 с.

4. Лишак, В.И. *Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР* / В.И. Лишак, Е. Горачек, Д. Пуме и др. – М.: Стройиздат, 1980. – С. 121–144.

5. *Свод правил: СП 54.13330.2011. Здания жилые многоквартирные (Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003)*. – М.: Минрегион России, 2011. – 48 с.

6. *Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85)* / В.И. Лишак, В.Г. Бердичевский, Э.Л. Вайсман и др. – М.: Стройиздат, 1989. – 159 с.

7. Лишак, В.И. *Рекомендации по применению программы стык для расчета прочности и податливости стыков крупнопанельных зданий* / В.И. Лишак, Е.Ф. Королева, Т.И. Полисар. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1987. – 77 с.

8. *Свод правил: СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры*. – М.: Минрегион России, 2011. – 88 с.

9. *Свод правил: СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\**. – М.: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. – 54 с.

**Ивашенко Юлий Алексеевич** – доктор технических наук, профессор кафедры строительных конструкций и сооружений, Южно-Уральский государственный университет (Челябинск), building@susu.ac.ru

**Мельников Владимир Дмитриевич** – аспирант кафедры строительных конструкций и сооружений, Южно-Уральский государственный университет (Челябинск), mvd.volodya@gmail.com

Поступила в редакцию 2 августа 2016 г.

## THE EXPERIMENTAL ANALYSIS OF CAPTIVE ASSEMBLIES OF THE PANEL SYSTEM

**Yu.A. Ivashenko**, *building@susu.ac.ru*  
**V.D. Melnikov**, *mvd.volodya@gmail.com*  
South Ural State University, Chelyabinsk, Russian Federation

The increase in the number of storeys is impossible without deviation from standard projects, where the structure of assemblies is not designed for buildings that have more than 12 storeys. That's why it's necessary to strengthen assemblies. For that purpose the testing of assemblies of the panel system, which is unique in modern textbooks on design, is performed. The paper presents the results of tests conducted at the plant ZHBI-Vostok of Chelyabinsk. The strength and stress-strain performance of an external horizontal assembly in two different versions (with slab-wall junction and without junction) is evaluated. As a result of experimental data processing, the effect of force eccentricity on the stress condition of assemblies is determined. This influence should be taken into consideration in case of hand calculations on assemblies. The axial and angular strain before the failure of assembly samples and the strength reserve of studied structures are specified.

*Keywords: testing, panel system, captive assemblies.*

### References

1. Nestle Kh., Khansyorg F., Avgust Kh. *Spravochnik stroitelya. Stroitel'naya tekhnika, konstruksii i tekhnologii (v 2-kh tomakh), t. 1* [Directory Builder. Construction machinery, construction and technology (2 vols), vol. 1]. Moscow, Tekhnosfera Publ., 2007. 520 p.
2. Drozdov P.F., Sebekin I.M. *Proektirovanie krupnopanel'nykh zdaniy* [Design of large-panel buildings]. Moscow, Sroyizdat Publ., 1967. 417 p.
3. Maklakova T.G., Nanasova S.M. *Konstruksii grazhdanskikh zdaniy: Uchebnik* [Design of Civil Buildings: a Textbook]. Moscow, ASV Publ., 2000. 280 p.
4. Lishak V.I., Gorachek E., Pume D. [The Strength and Rigidity of the Butt Joints of Prefabricated Structures. The Experience of the USSR and Czechoslovakia]. Moscow, Sroyizdat Publ., 1980, pp. 121–144. (in Russ.).
5. *A Set of Rules: SP 54.13330.2011. Residential Buildings (Revised Redakcyjniy 31-01-2003)*. Moscow, The Official Publication of the Ministry of Regional Development, 2011. 48 p. (in Russ.).
6. Lishak V.I., Berdichevskiy V.G., Vaysman E.L. *Posobie po proektirovaniyu zhilykh zdaniy. Vyp. 3. Konstruksii zhilykh zdaniy (k SNIp 2.08.01-85)* [A Manual for Design of Residential Buildings. Vol. 3. Design of Residential Buildings (to SNIp 2.08.01-85)]. Moscow, Sroyizdat Publ., 1989. 159 p.
7. Lishak V.I., Koroleva E.F., Polisar T.I. *Rekomendatsii po primeneniyu programmy styk dlya pascheta prochnosti i podatlivosti stykov krupnopanel'nykh zdaniy* [Recommendations for Use of the Program the Joint to Calculate the Strength and Pliability of the Joints of Large-Panel Buildings]. Moscow, TsNIIEP Zhilishcha Publ., 1987. 77 p.
8. *A set of rules: SP 52-101-2003. Concrete and Reinforced Concrete Structures Without Prestressing*. Moscow, The Official Publication of the Ministry of Regional Development. 2011. 88 p. (in Russ.).
9. *A Set of Rules: SP 20.13330.2011. Loads and Impacts. The Updated Edition of SNIp 2.01.07-85\**. Moscow, GUP «NIIZhB» Gosstroya Rossii Publ., 2004. 54 p. (in Russ.).

*Received 2 August 2016*

### ОБРАЗЕЦ ЦИТИРОВАНИЯ

Ивашенко, Ю.А. Экспериментальное исследование  
замоноличенных узлов панельной системы / Ю.А. Ива-  
шенко, В.Д. Мельников // Вестник ЮУрГУ. Серия  
«Строительство и архитектура». – 2016. – Т. 16, № 4. –  
С. 8–13. DOI: 10.14529/build160402

### FOR CITATION

Ivashenko Yu.A., Melnikov V.D. The Experimental  
Analysis of Captive Assemblies of the Panel System. *Bulletin  
of the South Ural State University. Ser. Construction Engi-  
neering and Architecture*. 2016, vol. 16, no. 4, pp. 8–13. (in  
Russ.). DOI: 10.14529/build160402