

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СТЫКА ПАНЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ

Ю.А. Ивашенко, А.С. Верзаков

Исследовались прочность и деформативность замоноличенного горизонтального стыка, в котором применялись многопустотные плиты перекрытий, опирание которых возникало после армирования и замоноличивания. Приводятся данные, указывающие на необходимость учета эксцентриситета при расчете прочности стыка и его податливости.

Ключевые слова: горизонтальный стык, панельная система, эксцентриситет, прочность, деформативность.

Испытание проведено в связи с разработкой панельной сборно-монолитной системы многоэтажных зданий.

Предполагается несущую систему создавать из панелей стен и многопустотных плит перекрытий размером – 1200×(3000–5000)×220 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.

В данной статье содержатся результаты испытания одного образца узла соединения элемента панели стен с перекрытиями при двухстороннем опирании перекрытия. Схема испытания опытного образца, а также установки приборов показаны на рис. 1.

Особенность конструкции состоит в том, что стык армируется петлевыми выпусками из панелей стен и отдельными каркасами, укладываемыми в

пустоты плит при монтаже перед замоноличиванием стыка. При этом плиты перекрытий при монтаже не опираются на панели стен. Их опирание и передача нагрузки с перекрытий на стены осуществляется после укладки горизонтальных каркасов и замоноличивания.

Опытный образец состоит из четырех элементов: панели стен – 160×370×320, плиты перекрытий – 220×370×5100 мм.

Задачами являются определение следующих характеристик: вид и характер разрушения стыка, несущая способность (прочность) стыка, деформативность стыка.

При испытании учитывалось, что вследствие неточности изготовления элементов, дефектов монтажа и передачи нагрузок возникает внецентренное сжатие. Для этого передача нагрузки на панель стены осуществлялась с эксцентриситетом – 20 мм.

Последовательность нагружений и приращение деформаций приведена в таблице. Предварительно ступенчато (по этапам) нагружались панели стен до величины нагрузки – 80 тс. Затем нагружались плиты перекрытий в порядке, указанном на рис. 1.

После нагружения перекрытий до величины нагрузки, показанной на рис. 1 (14 шт. блоков ФБС), продолжалось нагружение панелей стен до

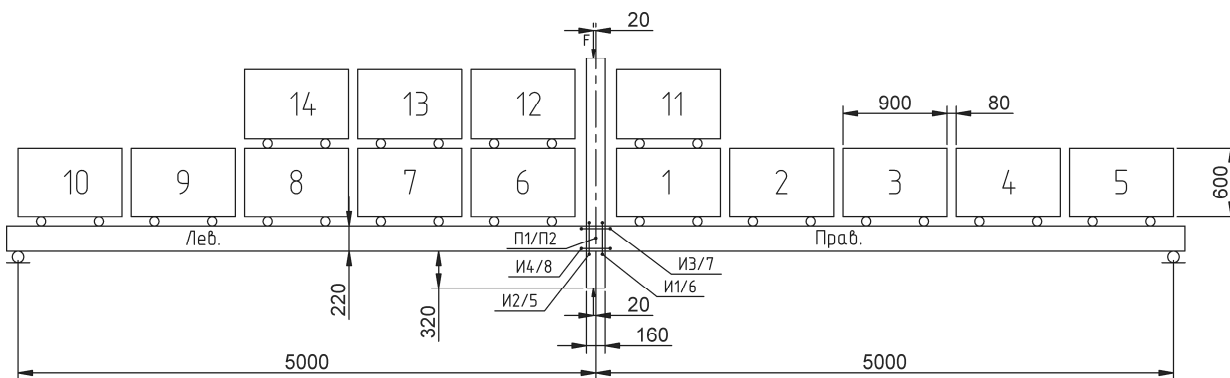


Рис. 1. Опытный образец стыка, схемы установки приборов и нагружения: 1...12 – последовательность укладки блоков ФБС длиной 900 мм; П1,П2 – прогибомеры, измеряющие горизонтальное перемещение стыка; И1...И8 – индикаторы, измеряющие вертикальные и горизонтальные деформации стыка

Теория расчета строительных конструкций

Приращения деформаций и перемещений

Этапы	F, тс	ФБС		Приращение деформаций $\Delta \cdot 10^{-3}$ мм по индикаторам				Горизонтальное смещение $\delta \cdot 10^{-3}$ мм П1/П2
		№	Вес, кг	1/6	2/5	3/7	4/8	
1	20	–	–	9	47	0,5	1	0
2	40	–	–	4	31	3	0,5	0
3	60	–	–	9	50	11	–14	11
4	80	–	–	8	65	53	–9	0
5	80	1	475	0	15	4	–2,5	3
6	80	2	480	2	8	3	11	1
7	80	3	495	–1	5	4	2	–4
8	80	4	498	0	5	9	1	5
9	80	5	490	0	6	3,5	0	1
10	80	6	495	0	2	3,5	1	0
11	80	7	485	2	5	7	5	0
12	80	8	495	–0,5	3	12	1	0
13	80	9	485	0	4	5,5	1	0
14	80	10	485	0,5	3	4	–0,5	0
15	80	11	490	–0,5	5	6	0,5	0
16	80	12	485	–0,5	3	9	–1	8
17	80	13	505	0	7	11	0	0
18	80	14	490	–0,5	13	6	–4	–
19	100	–	–	–	–	–	–	–

разрушения стыка, путем увеличения нагрузки на панели стен.

В процессе указанного выше нагружения изменились следующие величины (см.рис. 1 и таблицу):

– вертикальные деформации стыка по его граням (индикаторы 1/6 и 2/5 с точностью 0,01 мм на базе – 250 мм);

– горизонтальные деформации стыка по его граням (индикаторы 3/7 и 4/8 с точностью 0,01 мм на базе – 190 мм);

– горизонтальное перемещение стыка в его центре (прогибомерами П1/П2 с точность 0,01 мм).

В таблице обозначены этапы нагружения, величины этапов и их последовательность, а также средние значения (из двух сторон) приращений деформаций на каждом этапе. На рис. 2 показаны зависимости полных деформаций (сумма приращений) для приборов 1/6, 3/7 и 2/5. Показания приборов 4/8 и П1/П2 следует смотреть в таблице.

Разрушение произошло при нагрузке 110 тс на стеновую панель и носило хрупкий характер. Прочность бетона сборных частей образца определена прибором ИПС-МГ4: стеновая панель – 32 МПа; плита перекрытия – В35 МПа. Прочность монолитного бетона определена испытанием кубов размером 70 мм (33 МПа) и прибором ИПС-МГ4 (31 МПа).

Ниже проводится анализ результатов испытания.

При величине расчетной нагрузки на перекрытие 800 кгс/м² коэффициент безопасности по фактическому нагружению блоками ФБС равен –

3,15, что больше требуемой величины 1,6 по стандарту.

По величинам разрушающего усилия 110 тс и коэффициента безопасности 1,6, а также ориентировочного значения внутреннего усилия 6 тс/мп на внутреннюю стеновую панель в современных панельных системах зданий определено количество этажей, равное приблизительно 30.

Установлена существенная неравномерность вертикальных и горизонтальных деформаций, что характеризуется следующими значениями соответственно 7,7 и 21,3. Выявленная неравномерность указывает на наличие осевой и изгибной податливостей: углы поворота сечения панели стен в стыке равен $0,96 \cdot 10^{-3}$, а сечения плиты перекрытия – $0,75 \cdot 10^{-3}$. Неравномерность распределения горизонтальных деформаций указывает на возможность появления «распора» при наличии определенной степени ограничения их развития.

Установлен также рост вертикальных и горизонтальных деформаций за время выдержки нагрузки 5–10 мин – это свидетельствует об увеличении податливости стыка с течением времени. Поскольку длительная часть нагрузки для панельных зданий составляет около 80 % от всей нагрузки, то фактор учета реологических свойств бетона является существенным.

Вычислена величина эксцентриситета в стыке по величинам вертикальных деформаций с применением теории упругости.

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{F}{AE} \pm \frac{F \cdot e_0}{WE} = \varepsilon_{1,2}^{\text{оп}}$$

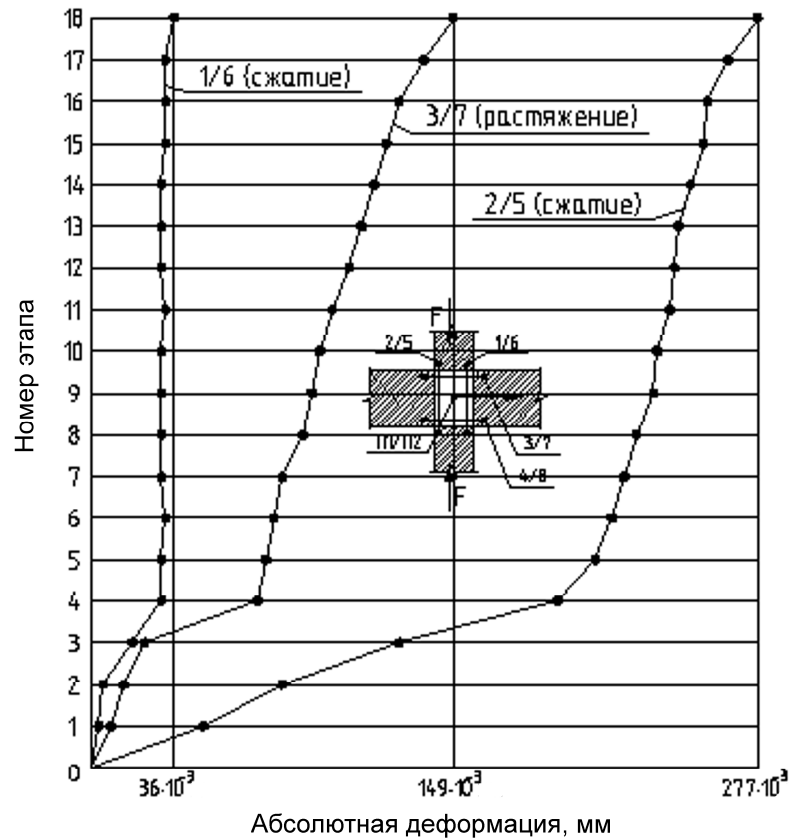


Рис. 2. Графики деформаций и перемещений стыка

где $A = 16,37 \text{ см}^2$; $W = \frac{37 \cdot 16^2}{6} = 1579 \text{ см}^3$. Отношение $K = \frac{A}{W} = 0,375$.

Решением системы уравнений

$$\begin{cases} \frac{F}{AE}(1 + K_{e_0}) = 1,108 \times 10^{-3} \\ \frac{F}{AE}(1 - K_{e_0}) = 0,144 \times 10^{-3} \end{cases}$$

получено значение $e_0^{\text{теор}} = 2,05 \text{ см} \cong e_0^{\text{оп}} = 2 \text{ см}$.

Следовательно, при вычислении прочности стыка необходимо учитывать эксцентриситет, возникающий от действия нагрузок на стеновую панель. Теоретическая величина прочности с учетом этого эксцентриситета равна – 60 тс по формулам СП 52-101-2003 (п. 6.1 и 6.2) [1]. При учете длительного действия нагрузки $W = bh^2/3,5 = 2707 \text{ см}^3$, отношение $K = 0,29$ и эксцентриситет увеличивается до значения $e_0^{\text{дл}} = 3,5 \text{ см}$. Соответственно теоретическая прочность равна 45 тс < 60 тс [2].

Выводы

1. Испытанная конструкция стыка обладает необходимой безопасностью при нагружении панелей стен и перекрытий.
2. Испытанная конструкция стыка обладает деформативностью (податливостью), которую необходимо учитывать при расчете несущей системы здания с учетом длительного действия нагрузок.
3. Прочность стыка необходимо вычислять с учетом увеличения эксцентриситета за счет действия длительных нагрузок.

Литература

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. – 54 с.
2. 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.

Ивашенко Юлий Алексеевич, доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения», Южно-Уральский государственный университет, г. Челябинск, 267-93-73@mail.ru

Верзаков Александр Семенович, заслуженный строитель России, главный инженер ООО «Промстрой», 267-93-73@mail.ru

Поступила в редакцию 7 ноября 2013 г.

Bulletin of the South Ural State University
Series "Construction Engineering and Architecture"
2014, vol. 14, no. 1, pp. 19–22

EXPERIMENTAL STUDY ON JOINTS OF THE PANEL SYSTEM

Yu.A. Yvashenko, South Ural State University, Chelyabinsk, Russian Federation, 267-93-73@mail.ru.

A.S. Versakov, Promstroy, LLC, Chelyabinsk, Russian Federation, 267-93-73@mail.ru

We investigated strength and deformability of a monolithic horizontal joint with hollow-core floor slabs, bearing of which occurred after reinforcement and monolithing. The data denoting the need to consider eccentricity when calculating strength and flexibility of the monolithic horizontal joint are given.

Keywords: horizontal joint, panel system, eccentricity, strength, deformability.

References

1. SP 52–101–2003. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii bez predvaritel'nogo napryazheniya armaturni [SP 52–101–2003. Concrete and reinforced concrete structures without prestressing]. Moscow, Russian Federation Gosstroy, 2004. 54 p.
2. Lishak V.I., Ye. Gorachek D. Pume and other *Prochnost' i zhestkost' stykovykh soyedineniy panel'nykh konstruksiy. Opyt SSSR i ChCCR* [Durability and rigidity of butt joints in panel construction. Experience of the USSR and ChSSR]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1980, pp. 121–144. (in Russ.).

Received 7 November 2013