УДК 69.056.52 DOI: 10.33979/2073-7416-2020-90-4-38-47

ВЛ.И. КОЛЧУНОВ[1], Д.В. МАРТЫНЕНКО[1]
[1]Юго-Западный Государственный Университет, г. Курск, Россия

ДЕФОРМИРОВАНИЕ И ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛАТФОРМЕННОГО СТЫКА В СБОРНО-МОНОЛИТНОМ КАРКАСЕ ЗДАНИЯ

Аннотация. *Приведены расчетная модель и результаты численных исследований конструкции платформенного стыка в железобетонном сборно-монолитном каркасе здания из панельно-рамных элементов индустриального изготовления.Моделирование плоского напряженного состояния конструкции стыка выполнено конечно-элементной схемой, с применением конечных элементов разных типов и нелинейного закона деформирования для определения расчетных характеристик железобетона. Определены параметры деформирования конструкции платформенного стыка на разных уровнях нагружения, включая поэтапное трещинообразование и разрушние. Установлены схемы распределения и зоны концентрации напряжений в характерных сечениях платформенного стыка при передаче распределенной нагрузки от стойки панели-рамы на многопустотные панели перекрытия и бетон замоноличивания стыка при наличии полости в стойке рамы для центрирующих элементов.*

Ключевые слова:*сборно-монолитный каркас, платформенный стык, деформации, трещины физическая нелинейность, прочность*

VL.I. KOLCHUNOV[1], D.V. MARTYNENKO[1]
[1]South-West State University, Kursk, Russia

DEFORMATION AND CRACKING OF THE PLATFORM JOINT OF THE PREFABRICATED-MONOLITHICRC BUILDING FRAME

Abstract. *A computational model and the results of numerical studies of the structure of a platform joint in a reinforced concrete precast-monolithic frame of a building from panel-frame elements of industrial production are presented. Modeling of the plane stress state of the joint structure is carried out by a finite element scheme, using finite elements of different types and a nonlinear law of deformation to determine the design characteristics of reinforced concrete. The parameters of deformation of the platform joint structure at different loading levels, including stage-by-stage cracking and destruction, have been determined. The schemes of distribution and stress concentration zones in the characteristic sections of the platform joint are established when the distributed load is transferred from the frame of the panel-frame to the hollow-core floor panels and concrete for embedding the joint in the presence of a cavity in the frame frame for centering elements.*

Keywords: *prefabricated monolithic frame, platform joint, deformations, cracks, physical nonlinearity, strength.*

Введение. В последние годы создан ряд новых конструктивных решений железобетонных панельных и каркасно-панельных многоэтажных зданий из элементов индустриального производства. Среди них можно отметить каркасно-панельные здания, разработанные ЦНИИЭП жилища [1,2], панельные и рамно-панельные ширококорпусные здания, собираемые из панелей-рам заводского изготовления, разработанные Орловским академцентром РААСН и ЮЗГУ [3-6].

Сопряжение стен и многопустотных панелей перекрытий в таких каркасах выполняется по типу платформенного стыка с непрерывным опиранием в случае сплошной

панели [7] или дискретным опиранием в случае панелей-рам [3, 4]. В рамках созданных новых индустриальных конструктивных систем были разработаны и запатентованы новые технические решения как зданий в целом из панельно-рамных элементов [7], так и для отдельных узлов и деталей таких конструктивных систем и, в частности, конструкции платформенного стыка (рисунок 1), приоритет которого защищен Патентом РФ №2589779 [8].

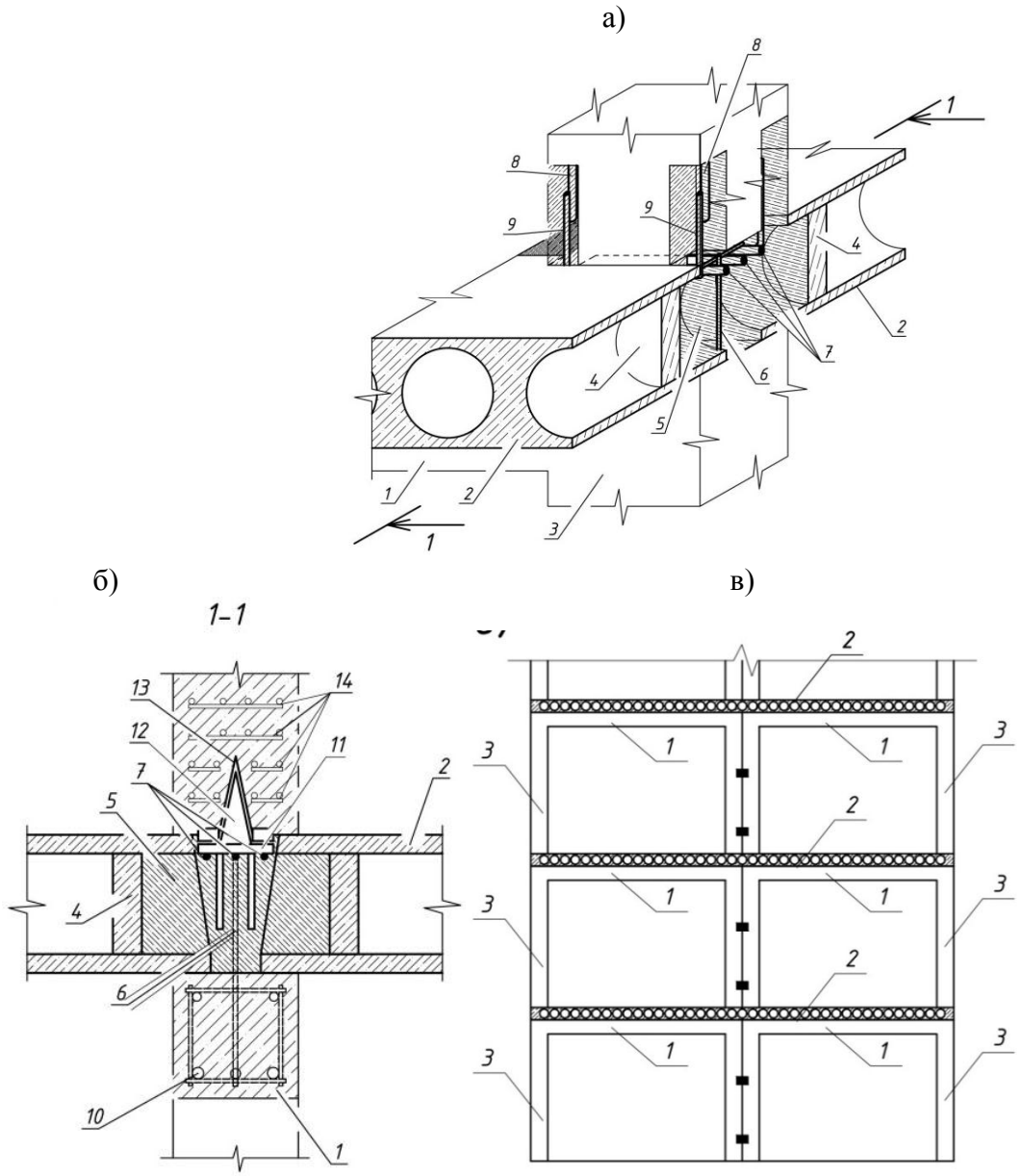


Рисунок 1 – Конструкция платформенного сборно-монолитного стыка (а, б) и схема каркаса здания из железобетонных панельно-рамных элементов (в): *1 - ригель панели-рамы; 2 - многопустотные плиты перекрытия; 3 - стойки панели-рамы; 4 - бетонные диафрагмы толщиной 30 мм; 5 - армированный монолитный пояс; 6 - выпуски арматуры сборной части ригеля; 7 - арматура монолитного пояса; 8 - вертикальные рабочие стержни стойки вышележащей панели; 9 - "П"-образные арматурные стержни-выпуски; 10 - арматурный каркас сборной части ригеля; 11 - закладная деталь; 12 - центрирующая пирамида; 13 - закладная деталь с центрирующим пирамидальным отверстием; 14- косвенная арматура стойки; 15- соединительные элементы*

Важными особенностями такого решения является то, что предложенная конструкция стыка имеет выступающий элемент в виде пирамиды 12 и закладную деталь с

пирамидальным отверстием 13, обеспечивающую центровку стойки вышележащей панели в верхней монолитной части ригеля панели-рамы 1, а также выпуски арматуры из монолитного пояса ригеля, соединяемые с рабочими стержнями стойки вышерасположенной панели-рамы (см. рисунок 1, а, б).

Предлагаемая конструкция платформенного стыка обеспечивает его несущую способность при необходимости устройства в стеновых панелях проемов больших размеров, т.е. при превращении сплошной панели в панель-раму (рисунок 1, в).

Рассматриваемые новые конструкции каркасов зданий, собираемых из панелей-рам исследованы относительно мало. Имеется лишь несколько публикаций по решению этих задач [3-5, 9, 10], относящихся к исследования перекрестно-стеновых пространственных систем из таких элементов и их стыков, и практически отсутствуют публикации по расчетному анализу платформенных стыков для конструкций каркасов из панельно-рамных элементов с перекрытиями в виде многопустотных панелей. Однимиз исследований по этому направлению является работа [11], в которой приведены результаты испытаний фрагмента натурного платформенного стыка стеновых панелей с многопустотными панелями перекрытия, где приведены особенности напряженного состояния такого стыка в отличие от стыков со сплошными панелями перекрытий. В развитие этих исследований и исследования [10], целью настоящей работы явилось построение расчетной модели и изучение особенностей деформирования, трещинообразования и разрушения новой конструкции рассматриваемого платформенного стыка в сборно-монолитном каркасе здания из панельно-рамных элементов с отмеченными конструктивными особенностями. В задачи исследований входило обоснование расчетной модели для исследования конструкции платформенного стыка, моделирование процесса образования и раскрытия трещин в плосконапряженных элементах стыка, а также исследование напряженно-деформированного состояния в зонах контакта стеновых панелей, сборно-монолитного ригеля и панелей перекрытия.

Метод. Для оценки особенностей деформирования, трещинообразования и разрушения конструкции платформенного стык использован методконечно-элементного анализа в комбинации с физическими и расчетными моделями описывающими трещинообразование в сложно напряженном железобетоне.

Опираясь на опыт результаты исследований конструктивных систем приведенных в работах [4, 5, 9, 10, 11, 12-15], в качестве расчетной модели для анализа напряженно-деформированного состояния платформенно-монолитного стыка принятаплоская конечноэлементная модель узла соединения панелей-рам с многопустотными панелями перекрытия и сборно-монолитным ригелем (рисунок 2).

Расчет выполнялся в программном комплексе ЛИРА-САПР. В последовательно выполняемых стадиях нелинейного расчета,приведенная на рисунке 2 расчетная схема корректировалась на каждом этапе нагружения. Для моделирования стойки стеновых панелей-рам, многопустотных панелей перекрытия и бетона замоноличивания стыка были использованы четырехугольные конечные элементы балки-стенки типа 230 размерами 5х5 мм. Растворные швы по верхней и нижней граням стеновых панелей-рам также сформированы из четырехугольных конечных элементов балки-стенки с размерами 5х2,5 мм. Материал стеновых панелей-рам - бетон был принят класса В30, материал многопустотных панелей перекрытия –принятклласса В20, материал заполнения стыка замоноличивания - бетон класса В30, растворные швы принимались из раствора марки М200. Продольная и поперечная арматура пустотных плнелей и стойки панели- рамы моделировалась стержневыми конечными элементами типа 201.

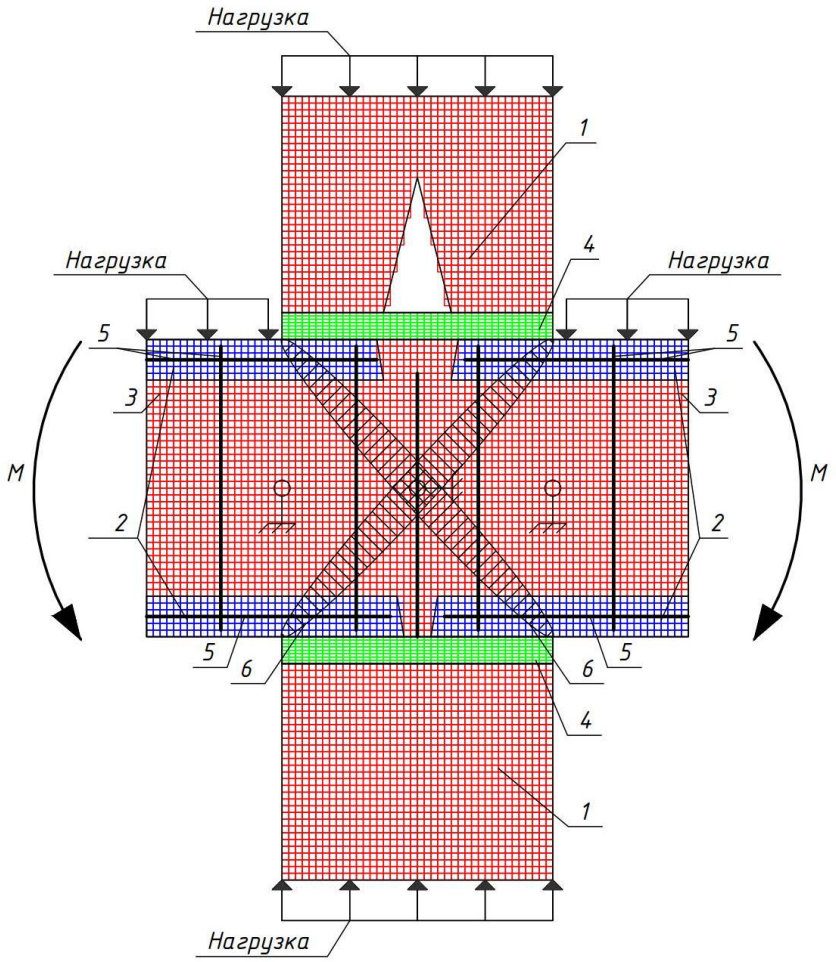


Рисунок 2 – Расчетная схема сборно-монолитного стыка :
1 – фрагмент стеновой панели-рамы из бетона В30 (пластинчатый КЭ типа 230);
2 – фрагмент многопустотной панели перекрытия из бетона В20 (пластинчатый КЭ типа 230);
3 – материал замоноличивания платформенного стыка из бетона В30 (пластинчатый КЭ типа 230);
4 – шов платформенного стыка из бетона В35 (пластинчатый КЭ типа 230);
5 – стержневой КЭ типа 201, моделирующий арматуру; 6 – зоны концентрации напряжений

Расчетная схема формировалась из плоских физически нелинейных четырехугольных конечных элементов балки-стенки типа 230. В целях моделирования физической нелинейности поведения материалов конструкции платформенного сборно-монолитного стыка был применен 31-ый экпоненциальный закон деформирования для расчетных характеристик железобетона. Приложение нагрузки осуществлялось шагово-итерационной методом. Анализ каждой ступени нелинейного нагружения конструкции стыка производился в 10 шагов по 300 итераций в каждом.

Целью расчета было выявление схемы предположительного трещинообразования, а также областей-концентраторов максимальных растягивающих и сжимающих напряжений. Также, необходимо было установить, соответствует ли схема разрушения узла платформенного сборно-монолитного стыка классической схеме «Конверт», получаемой при натурных испытаниях (рисунок 3).

Согласно протоколу выполненного расчета, трещинообразование в конструкции стыка началось при достижении нагрузкой значения в 449,8 Кн от главных растягивающих напряжений в конечных элементах диагональных зон (см. рисунок 2). Трещины начинались от наружных граней стеновых панелей и имели диагональную ориентацию. Аналогичная картина трещин была получена и в испытаниях натурного фрагмента [11] и при отсутствии пирамидальных отверстий в вышележащей панели (рисунок 3). Используя встроенную

функцию ЛИРА-САПР «Выполнение расчета с контролем параметров», выяснено количество материала конструкции стыка, подвергшегося трещинообразованию, во вкладке «Таблицы результатов». Документ протокола «Состояние материала» в данном случае показал, что на этом этапе нагружения трещинообразованию подверглось 2,6% основного материала.

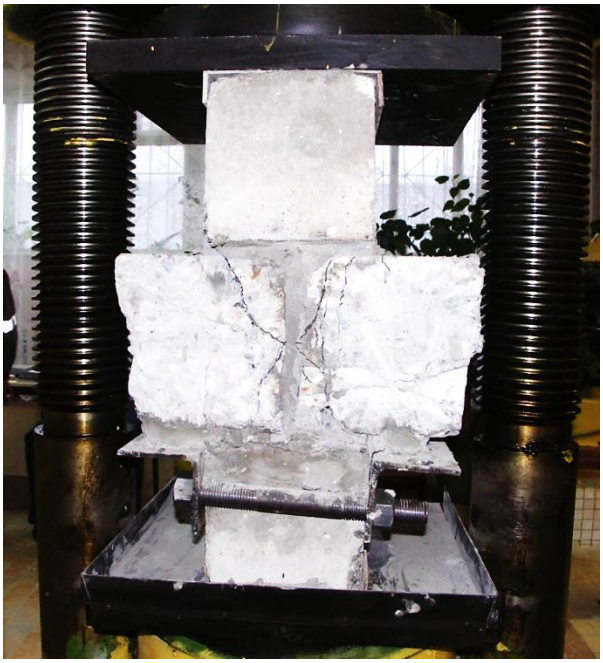
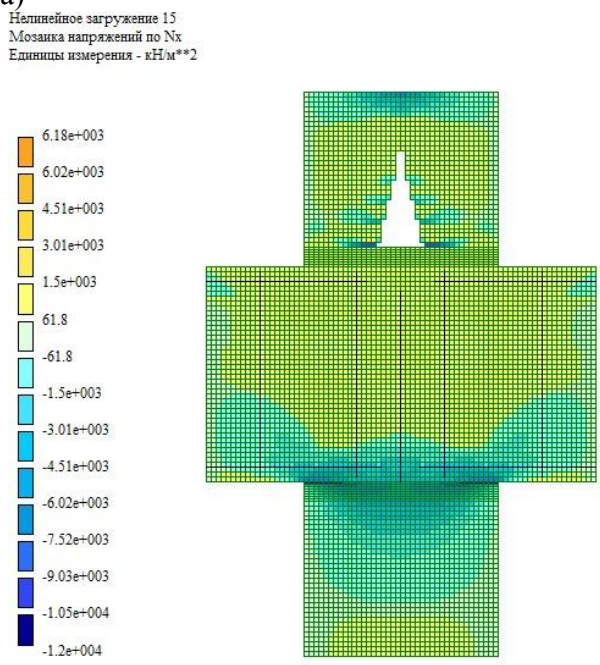


Рисунок 3 - Схемы характерных трещин платформенном стыке

В ходе последующего увеличения нагрузки отмечено повышение значений растягивающих напряжений в бетоне замоноличивания стыка в диагональных зонах стыка, распространяющихся от центра бетона замоноличивания стыка к граням стеновых панелей (см. мозаику на рисунке 4 а, б).

а)



б)

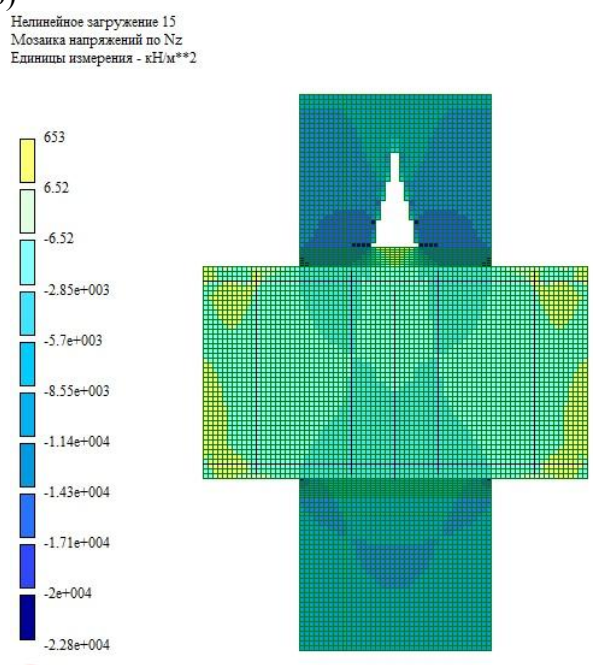


Рисунок 4 – Мозаика

а) нормальных напряжений по x; б) нормальных напряжений по z при нагрузке2398,91 кН

При этом возрастали также значения сжимающих напряжений в растворных швах, причем максимальные по модулю напряжения концентрировались по наружным граням растворного шва и зон контакта наружных граней панелей с плитами перекрытий. При достижении нагрузкой значения в 1799,18 кН зоны расположения трещин четко распределяются по диагоналям между внешними гранями стеновых панелей. Таким образом, расчет, выполненный по выбранной методике в программном комплекса ЛИРА-САПР с учетом физической нелинейности работы материалов, при использовании пластинчатых конечных элементов балки-стенки типа 230 и стержневых конечных элементов типа 201, показал, что трещинообразование в конструкции сборно-монолитного стыка концентрируется в направлении диагоналей соединяющих наружные грани стоек панели - рамы в точках опирания этих стоек на панели перекрытия., образуя схему "Конверт"как и в опытах [11]. Результаты протокола «Состояние материала» из вкладки «Таблицы результатов» на данном этапе нагружения информируют о 20,9% основного материала, подвергшегося трещинообразованию и о разрушении 0,6% основного материала.

Начиная с нагрузки 2398,91 кН, в растворных швах отмечается интенсивное трещинообразование, развивающееся от внешних граней растворного шва под стойкой рамы к центру бетона замоноличивания стыка. На рисунке 4 изображена мозаика напряжений в соответствии с выполненным этапом расчета. Документ «Состояние материала» свидетельствует о 2,2 % разрушения материала при растяжении. Этот этап нагружения составляет долю равную 0,8 от разрушающего воздействия. Этот этап нагружения был выбран как наиболее информативный для построения графиков напряжений и деформаций по сечению в верхней зоне многопустотных панелей перекрытия, и двух сечениям в нижней и центральной зоне монтажного шва (рисунок 5, а - д).

Анализ результатов исследований. Анализ приведенных на рисунке 5 графиков, позволяет отметить следующее.

Абсолютные значения на всех эпюрах напряжений и перемещений по сечению AB существенно ниже, чем значения напряжений и деформаций по сечениям A_1B_1 и A_2B_2. Это объясняется тем, что сечение AB выполнено по верхней плоскости многопустотных панелей перекрытия, в то время, как сечения A_1B_1 и A_2B_2 выполнены по нижней и центральной зонам монтажного шва контакта. Панели перекрытия и монтажный растворный шов контакта имеют значительно отличающиеся между собой жесткостные характеристики.

На всех эпюрах значения как напряжений, так и деформаций в рассматриваемых сечениях сопоставимы между собой и имеют качественно подобную схему распределения по ширине сечения. В то же время, ближе к краям сечения различия в значениях напряжений и деформаций возрастают. Подобное распределение значений вызвано влиянием арматуры в сечениях AB и A_1B_1 и меньшим ее влиянием в сечении A_2B_2.

На эпюрах нормальных N_z и сдвигаюших напряжений T_{xz} наблюдались скачки напряжений. Причем, участок, на котором зафиксированы скачки напряжений, расположен строго под пазом для установки центрируюего стержня в стеновой панели. Также, на данном участке расположена зона перехода от материала многопустотных панелей перекрытия к бетону замоноличивания шва. Отсюда закономерно сделать вывод, что скачки нормальных и касательных напряжений на эпюрах N_z и T_{xz} обусловлены наличием на этом участке неоднородности материалав зоне монолитного участка между торцами многопустотных панелей и одновременно зоне передачи нагрузки со стойки на панель перекрытия.

Следует отметить, что в центре рассматриваемых сечений по оси стоек панели-рамы значения напряжений и деформаций близки к нулю, в то время, как на периферии сечения достигают своих максимальных значений. Данное явление может свидетельствовать о наличии наложения полей сжатия и изгиба в данных зонах.

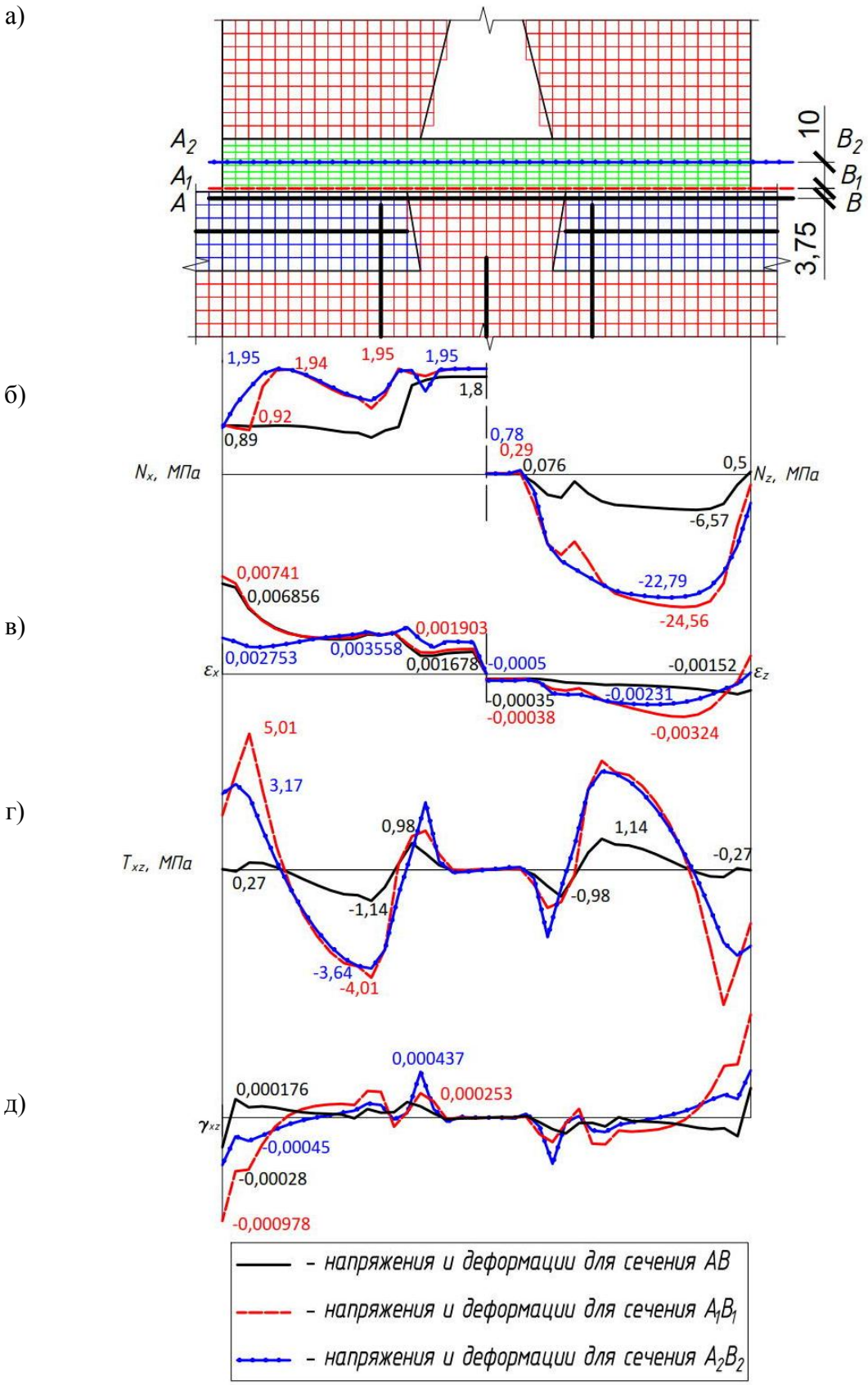


Рисунок 5 - Эпюры напряжений и деформаций в расчетных сечениях AB, A_1B_1, A_2B_2**:**

а- схема расположения выбранных расчетных сечений в конечноэлементной модели; б- совмещенная эпюра нормальных напряжений по x и z; в- совмещенная эпюра относительных деформаций по x и z; г - эпюра касательных напряжений; д- эпюра угловых деформаций

В рассматриваемой ситуации имеет мест наложение местного поля сжатия и изгибного поля от арматурного стержня в монолитном бетоне стыка. На эти поля существенное влияние оказывает наличие полости в стойкестеновой панели (из-за центрирующей пирамиды) и поперечной силы в торцевой зоне панелей перекрытия. Поле растяжения возникает из-за изгиба арматуры и развития поперечных деформаций, в то время, как перегибы арматурысвязаны с наличием пустоты в стеновой панели и наличием поперечной силы, действующей вместе с моментом М в многопустотных панелях перекрытия.

Увеличение нагрузки до значения 2998,64 кН вызвало исчерпание несущей способности в рассматриваемой конструкции сборно-монолитногоплатформенного стыка. Произошло разрушение опорной зоны стеновой панели (согласно протокола «состояние материала» разрушение составило 54,7% материала). Также частично разрушился и бетон замоноличивания стыка.

Выводы

1. Расчет, выполненный по предложенной расчетной схеме с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР с учетом физической нелинейности работы материалов и наличия трещин в железобетоне,показал, что трещинообразование концентрируется в зонах, расположенных в направлении диагоналей сборно-монолитного стыка, образуя схему "конверт".
2. Скачки на эпюрах нормальных и касательных напряжений в зоне опирания стойки панели -рамы на пустотные панели и бетон замоноличивания между торцами панелей ввызваны наличием полости в стойкестеновой панели (из-за центрирующей пирамиды) а также действием поперечной силы в торцевой зоне панелей перекрытия.
3. Распределение линейных и угловых относительных деформаций в зоне по ширине стойки панели-рамы для всех рассмотренных сечений (горизонтальные сечения в зоне верхней плоскости панелей перекрытия, по верху и в середине растворного шва между торцом стойки и пустотными панелями) количественно сопоставимы между собой, и имеют схожую схему распределения. Однако, ближе к краям рассматриваемых сечений различия в значениях деформаций заметно возрастают. Это обусловленоналожение местного поля сжатия и изгибного поля от арматурного стержня в монолитном бетоне.
4. Установленные исследованиями особенностидеформирования, трещинообразования и разрушения конструкции платформенного стыка необходимо учитывать при проектировании рассматриваемых сборно-монолитных каркасов зданий из панельно-рамных элементов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Николаев С.В. Панельные и каркасные здания нового поколения // Жилищное строительство. 2013. № 8. С. 2–9.
2. Николаев С.В. Архитектурно-градостроительная система панельно-каркасного домостроения // Жилищное строительство. 2016. № 3. С.15–25.
3. Клюева Н.В., Колчунов В.И., Рыпаков Д.А., Бухтиярова А.С. Жилые и общественные здания из железобетонных панельно-рамных элементов индустриального производства // Жилищное строительство. 2015. № 5. С. 69–75.
4. Савин С.Ю., Федорова Н.В., С.Г. Емельянов С.Г. Анализ живучести сборно-монолитных каркасов многоэтажных зданий из железобетонных панельно-рамных элементов при аварийных воздействиях, вызванных потерей устойчивости одной из колонн // Жилищное строительство. 2018. № 12. С. 3-7.
5. Колчунов В.И., Прасолов Н.О., Бухтиярова А.С. Живучесть нагруженных и коррозионно-повреждаемых рамно-стержневых железобетонных конструкций при внезапной потере устойчивости несущих элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 12. С. 42-47.
6. Патент. 2506385 Российская Федераци. Здание из панельных элементов [Текст] / Ильичев В.А., Колчунов В.И., Клюева Н.В., Бухтиярова А.С. Заявл. 01.08.2012. Опубл. 10.02.2014. Бюл. № 4. – 8 с.

7. Патент РФ на изобретение № 2276712 МПК E04B 1/61, E04B 5/02.. Платформенный сборно-монолитный стык [Текст] / Колчунов В.И, Петров В.Н., Клюева Н.В., Мелешкова Е.А.., заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО «Юго-Западный Государственный Университет». - № 2005100242/03 заявл. 11.01.2005; опубл. 20.05.2006, Бюл. №14. – 5 с.

8. Пат. 2589779 Российская Федерация, МПК E04B 1/38. Платформенный сборно-монолитный стык [Текст] / Колчунов В.И., Клюева Н.В., Филатова С.А., Мартыненко Д.В., заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО «Юго-Западный Государственный Университет». - №2015113471/03 заявл. 13.04.2015; опубл. 10.07.2016, Бюл. №19. – 7 с.

9. Емельянов С.Г., Федорова Н.В., Колчунов В.И. Особенности проектирования узлов конструкций жилых и об ществен ных зданий из панельно-рамных элементов для защиты от прогрессирующего обрушения // Строительные материалы. 2017. № 3. С. 23–27.

10. Шапиро Г.С., А.Г. Шапиро Расчет платфороменных стыков панельных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2008. № 1. С. 55-57.

11. Колчунов В.И., Осовских Е.В., Фомичев С.И. Прочность железобетонных платформенных стыков жилых зданий с перекрестно-стеновой системой из панельных элементов // Жилищное строительство. 2009. № 12. С. 12-16

12. Колчунов Вл.И., Мартыненко Д.В. Прочность и деформативность сборно-монолитных платформенных стыков панельных зданий // Строительство и реконструкция. 2019. № 2. С. 26-34.

13. Y. Kurama et al. Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art // Journal of Structural Engineering. 2018. 144(4),03118001. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001972

14. Ercan Yuksel, H. Faruk Karadogan, I. Engin Bal, Alper Ilki, Ahmet Bal, Pınar Inci Seismic behavior of two exterior beam–column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction // Engineering Structures. 2015. Volume 99. Pp. 157-172.

15. Bournas, D.A., Negro, P., Molina, F.J. Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms // Engineering Structures. 2013. Volume 57. Pp. 609-627

REFERENCES

1. Nikolayev S.V. Panel'nyye i karkasnyye zdaniya novogo pokoleniya [Panel and frame buildings of the new generation]. Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2013. No 8. Pp. 2–9.

2. Nikolayev S.V. Arkhitekturno-gradostroitel'naya sistema panel'no-karkasnogo domostroyeniya [Architectural and urban planning system of panel-frame housing construction]. Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2016. No 3. Pp. 15–25.

3. Klyuyeva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A., Bukhtiyarova A.S. Zhilyye i obshchestvennyye zdaniya iz zhelezobetonnykh panel'no-ramnykh elementov industrial'nogo proizvodstva [Residential and public buildings made of reinforced concrete panel-frame elements of industrial production]. Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2015. No 5. Pp. 69–75.

4. Savin S.YU., Fedorova N.V., S.G. Yemel'yanov S.G. Analiz zhivuchesti sborno-monolitnykh karkasov mnogoetazhnykh zdaniy iz zhelezobetonnykh panel'no-ramnykh elementov pri avariynykh vozdeystviyakh, vyzvannykh poterey ustoychivosti odnoy iz kolonn [Analysis of the survivability of precast-monolithic frames of multi-storey buildings made of reinforced concrete panel-frame elements under emergency impacts caused by the loss of stability of one of the columns]. Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2018. No 12. Pp. 3-7.

5. Kolchunov V.I., Prasolov N.O., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' nagruzhennykh i korrozionno-povrezhdayemykh ramno-sterzhnevykh zhelezobetonnykh konstruktsiy pri vnezapnoy potere ustoychivosti nesushchikh elementov [Survivability of loaded and corrosion-damaged frame-rod reinforced concrete structures with sudden loss of stability of load-bearing elements]. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2013. No 12. Pp. 42-47.

6. Patent. 2506385 Rossiyskaya Federatsi. Zdaniye iz panel'nykh elementov [A building made of panel elements] / Il'ichev V.A., Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V., Bukhtiyarova A.S. Zayavl. 01.08.2012. Opubl. 10.02.2014. Byul. № 4. – 8 s.

7. Patent RF na izobreteniye № 2276712 MPK E04B 1/61, E04B 5/02.. Platformennyy sborno-monolitnyy styk [Platform precast-monolithic joint] / Kolchunov V.I, Petrov V.N., Klyuyeva N.V., Meleshkova Ye.A.., zayavitel' i patentoobladatel' FGBOU VO «Yugo-Zapadnyy Gosudarstvennyy Universitet». - № 2005100242/03 zayavl. 11.01.2005; opubl. 20.05.2006, Byul. №14. – 5 s.

8. Pat. 2589779 Rossiyskaya Federatsiya, MPK Ye04V 1/38. Platformennyy sborno-monolitnyy styk [Platform precast-monolithic joint] / Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V., Filatova S.A., Martynenko D.V., zayavitel' i patentoobladatel' FGBOU VO «Yugo-Zapadnyy Gosudarstvennyy Universitet». - №2015113471/03 zayavl. 13.04.2015; opubl. 10.07.2016, Byul. №19. – 7 s.

9. Yemel'yanov S.G., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Osobennosti proyektirovaniya uzlov konstruktsiy zhilykh i ob shchestvennykh zdaniy iz panel'no-ramnykh elementov dlya zashchity ot progressiruyushchego

obrusheniya [Features of design of units of structures of residential and public buildings from panel-frame elements for protection against progressive collapse]. Stroitel'nyye materialy. 2017. No 3. Pp. 23–27.

10. Shapiro G.S., A.G. Shapiro Raschet platforomennykh stykov panel'nykh zdaniy [Calculation of platform joints of panel buildings]. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2008. No 1. Pp. 55-57.

11. Kolchunov V.I., Osovskikh Ye.V., Fomichev S.I. Prochnost' zhelezobetonnykh platformennykh stykov zhilykh zdaniy s perekrestno-stenovoy sistemoy iz panel'nykh elementov [Strength of reinforced concrete platform joints of residential buildings with a cross-wall system made of panel elements]. Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2009. No 12. Pp. 12-16

12. Kolchunov Vl.I., Martynenko D.V. Prochnost' i deformativnost' sborno-monolitnykh platformennykh stykov panel'nykh zdaniy [Strength and deformability of precast-monolithic platform joints of panel buildings]. Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2019. No 2. Pp. 26-34.

13. Y. Kurama et al. Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art // Journal of Structural Engineering. 2018. 144(4),03118001. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001972

14. Ercan Yuksel, H. Faruk Karadogan, I. Engin Bal, Alper Ilki, Ahmet Bal, Pınar Inci Seismic behavior of two exterior beam–column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction // Engineering Structures. 2015. Volume 99. Pp. 157-172.

15. Bournas, D.A., Negro, P., Molina, F.J. Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms // Engineering Structures. 2013. Volume 57. Pp. 609-627

Информация об авторах:

Колчунов Владимир Иванович
Юго-Западный Государственный Университет, г. Курск, Россия,
доктор технических наук, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений.
E-mail: vlik52@mail.ru

Мартыненко Денис Викторович
Юго-Западный Государственный Университет, г. Курск,Россия,
аспирант кафедры уникальных зданий и сооружений.
E-mail: denmartyn91@mail.ru

Information about authors:

Kolchunov Vladimir Iv.
South-West State University, Kursk, Russia,
doctor of Technical Sciences,Professor of the department of unique building and structures.
E-mail: vlik52@mail.ru

Martynenko Denis V.
South-West State University, Kursk, Russia,
graduatestudentof the department of unique building and structures.
E-mail: denmartyn91@mail.ru