УДК 624.012.45 DOI: 10.18324/2077-5415-2018-2-153-158

Влияние нелинейного деформирования перемычек на процесс перераспределения усилий в несущих элементах диафрагмы

В.А. Люблинский[a], М.В. Томина[b]

Братский государственный университет, ул. Макаренко 40, Братск, Россия
[a]lva_55@mail.ru, [b]tomina_mv@bk.ru
[a]https://orcid.org/0000-0001-9603-1730, [b]https://orcid.org/0000-0002-7287-6306
Статья поступила 15.03.2018, принята 23.04.2018

Конструктивной основой многоэтажного здания служит пространственная несущая система из стержневых и плоских железобетонных элементов, взаимосвязанных между собой в пространстве, обеспечивающем прочность, устойчивость и долговечность системы в целом, а также ее отдельных элементов. Вертикальные несущие элементы объединены в единую пространственную систему с помощью горизонтальных несущих конструкций — перекрытий здания и связей сдвига. В пространственных системах достаточно трудно оценить работу отдельных конструкций, составляющих несущую систему здания. В односвязных диафрагмах как основном элементе пространственной системы многоэтажного здания связи сдвига, а именно перемычки, являются наиболее напряженными элементами несущей системы и выполняют роль регулятора при перераспределении усилий с учетом нелинейной работы материалов. В статье приведен сравнительный анализ процесса формирования напряженно-деформированного состояния односвязной диафрагмы жесткости при линейном и нелинейном деформировании перемычек. В качестве объекта исследования определена расчетная модель односвязной диафрагмы жесткости, состоящая из двух железобетонных стен высотой 60 м, соединенных между собой перемычками. Исследование включало серию численных экспериментов с односвязной диафрагмой, представленной в виде дискретно-континуальной модели. В результате установлено, что перераспределение внутренних усилий в односвязных диафрагмах в зависимости от вида внешней нагрузки носит неоднозначный характер. При нелинейном деформировании перемычек в ходе увеличения вертикальной нагрузки разрушение определяется характером перераспределения перерезывающих усилий Q в связях сдвига.

Ключевые слова: перемычка; диафрагма жесткости; нелинейное деформирование; перераспределение усилий; пространственная несущая система многоэтажного здания.

Influence of nonlinear deformation of bridges on the process of redistribution of forces in the bearing elements of the diaphragm

V.A. Lyublinsky[a], M.V. Tomina[b]

Bratsk State University; 40, Makarenko St., Bratsk, Russia
[a]lva_55@mail.ru, [b]tomina_mv@bk.ru
[a]https://orcid.org/0000-0001-9603-1730, [b]https://orcid.org/0000-0002-7287-6306
Received 15.03.2018, accepted 23.04.2018

The structural basis of a multi-storey building is a spatial support system made from core and flat reinforced concrete elements interconnected in space, ensuring the strength, stability and durability of the system as a whole, as well as its individual elements. Vertical load-bearing elements are united in a single spatial system with the help of horizontal load-bearing structures - building slabs and shear links. In spatial systems, it is difficult to assess the performance of individual structures that make up the supporting system of the building. In simply-connected diaphragms constituting the main element of the spatial system of a multi-storey building, the shear links, namely the bridge, are the most stressed elements of the carrier system and are the regulator for the redistribution of forces taking into account the nonlinear work of materials. In this paper, a comparative analysis of the process of formation of the stress-strain state of a single-connected stiffness diaphragm is carried out for linear and nonlinear deformation of bridges. As a research object, a design model of a single-connected stiffness diaphragm is defined, consisting of two 60 m high reinforced concrete walls connected by bridges. The study included a series of numerical experiments with a simply-connected diaphragm, presented as a discrete-continuum model. As a result of numerical experiments, it has been found that the redistribution of internal forces in simply-connected diaphragms, depending on the type of external load, is ambiguous. In the case of nonlinear deformation of bridges in the course of increasing the vertical load, the breakdown is determined by the nature of the redistribution of the shearing forces Q in the shear bonds.

Keywords: bridge; stiffening diaphragm; nonlinear deformation; redistribution of forces; spatial carrier system of a multi-storey building.

Введение

Конструктивной основой многоэтажного здания служит пространственная несущая система из стержневых и плоских элементов, связанных между собой в пространстве, обеспечивающем устойчивость, прочность и долговечность системы в целом, а также ее отдельных элементов. Вертикальные несущие элементы объединены в единую пространственную систему с помощью горизонтальных несущих конструкций — перекрытий здания и связей сдвига. Пространственная работа системы проявляется в том, что при загружении одного из ее элементов в работу включаются и другие элементы.

В пространственных системах достаточно трудно оценить работу отдельных конструкций, составляющих несущую систему здания. Вследствие этого возникает непростая задача по определению расчетных усилий, достоверно отражающих действительную работу конструктивных элементов. В этом случае использование адекватной математической модели дает возможность с точностью оценить напряженно-деформированное состояние конструкций многоэтажного здания, так как позволяет рассчитывать здания любой геометрической формы, содержащей разные варианты замкнутых и незамкнутых контуров в плане.

При построении математической модели пространственной работы несущей системы одним из важных вопросов является выбор начальных зависимостей напряжения — деформации σ-ε для арматуры и бетона.

К настоящему времени в России и за рубежом разработана масса различных вариантов диаграмм состояния арматуры и бетона, выдвинуто большое количество предложений по их построению, а также вариантов их учета для расчета строительных конструкций [1–5]. Использование диаграмм состояния арматуры и бетона в математической модели дает возможность учитывать запасы прочности этих материалов, особенности нагружения и другие факторы.

В односвязных диафрагмах (рис. 1), составляющих основной элемент пространственной системы многоэтажного здания, перемычки являются наиболее напряженными элементами несущей системы и выполняют роль регулятора при перераспределении усилий с учетом нелинейной работы материалов [6–9].

Целью данной работы является проведение сравнительного анализа процесса формирования напряженно-деформированного состояния односвязной диафрагмы жесткости при линейном и нелинейном деформировании перемычек.

Основная задача работы — зафиксировать изменения в напряженно-деформированном состоянии односвязной диафрагмы жесткости с учетом линейной и нелинейной работы перемычек.

Материалы и методы. Объектом исследования определена расчетная модель односвязной диафрагмы жесткости, состоящая из двух железобетонных стен (столбов) высотой 60 м, толщиной 200 мм из бетона класса В30 (рис. 1), соединенных между собой перемычками. Диафрагма условно разбита на 4 интервала по высоте.

Для решения поставленной задачи проведена серия численных экспериментов с объектом исследования, представленным в виде математической модели – дискретно-континуальной [10; 11]. За основу был взят алгоритм расчета пространственных несущих систем многоэтажных зданий в нелинейной постановке (программа «Авторяд-РС2») в комбинации с итерационным процессом [12, 13]. В виде диаграммы деформирования перемычек взята линейно-кусочная диаграмма «Q–Δ», полученная Хола Мусой [14] по результатам обработки экспериментальных данных. Диаграмма «Q–Δ» приведена на рис. 2.

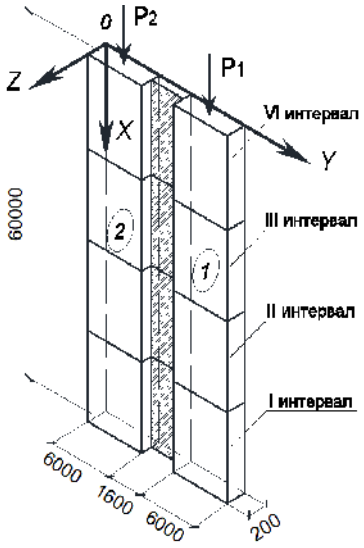


Рис. 1. Односвязная диафрагма жесткости

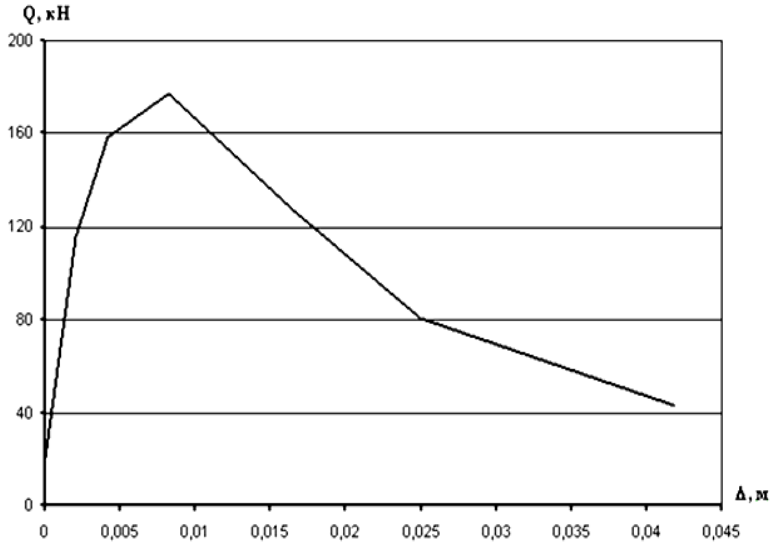


Рис. 2. Линейно-кусочная диаграмма «Q–Δ» для перемычки

Для того, чтобы в алгоритме учесть нелинейную работу материала столбов, в алгоритм программы была включена диаграмма деформирования бетона по данным ЕКБ-ФИП [15] (рис. 3), которая служит признаком, устанавливающим характер разрушения столбов с учетом пластических деформаций. Так как столбы в основном работают на внецентренное сжатие, и основным материалом в этих железобетонных конструкциях является бетон, необходимо использование диаграммы деформирования бетона.

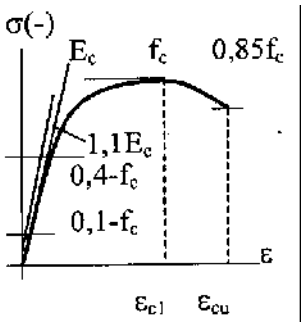


Рис. 3. Диаграмма деформирования сжатого бетона по ЕКБ-ФИП [10]

На основе проведенных исследований построены соответствующие эпюры распределения внутренних усилий в несущих элементах. Для того чтобы определить, какое влияние оказывает нелинейное деформирование перемычек на процесс перераспределения усилий, был проведен сравнительный анализ с показателями, полученными из расчета с линейным деформированием перемычек.

Исследуя особенности разрушений, можно сделать вывод, что разрушение определяется характером распределения перерезывающих усилий Q в связях сдвига. Также стоит отметить увеличение количества итераций при увеличении нагрузки на второй столб. Это объясняется динамичным перераспределением усилий из-за изменения податливости.

Результаты. В ходе численных экспериментов при оценке влияния вертикальной нагрузки при нелинейном деформировании перемычки выяснилось, что снижение податливости связи приводит к снижению изгибающих прогибов и моментов в столбах, контактирующих с этой связью. В ходе итерационного процесса происходит изменение значений перемещений и податливостей за счет перерасчета перерезывающих усилий на интервалах.

В эксперименте, когда на вертикальные железобетонные элементы (столбы) воздействует нагрузка P_1 = 100 кН/м и P_2 = 5 500 кН/м, показатели нормальных усилий снизились с $N_{лин}$ = 27 210 кН до $N_{нелин}$ = 23 410 кН (на 14 %) (рис. 4); показатели изгибающих моментов — с $M_{лин}$ = 103 399 кН·м до $M_{нелин}$ = 98 329 кН·м (на 5 %); показатели перерезывающих усилий — с $Q_{лин}$ = 464,4 кН/м до $Q_{нелин}$ = 162,4 кН/м (на 65 %) (рис. 5), а также уменьшился прогиб с $f_{лин}$ = 1,083 м до $f_{нелин}$ = 1,068 м (на 1,5 %). При этом нелинейный расчет, по результатам которого на интервалах изменялись показатели податливостей, был выполнен за 27 итераций. На IV интервале податливость повысилась с $S_{лин}$ = $0{,}13 \cdot 10^{-6}$ м/кН до $S_{нелин}$ = $0{,}2398 \cdot 10^{-5}$ м/кН — на 95 %, что привело к снижению внутренних усилий на этом интервале.

Таким образом, проведенные эксперименты дают возможность установить, что учет изменения податливости при перераспределении усилий приводит к снижению внутренних усилий при воздействии вертикальной нагрузки.

Также было проведено численное моделирование по влиянию односвязной диафрагмы жесткости на воздействие горизонтальной нагрузки (рис. 1). Нагрузка прикладывалась ступенчато при значениях q = 5; 10; 15; 20; 30; 40 кН/м и a = 0,09 при постоянной вертикальной нагрузке P_1 = P_2 = 100 кН/м. По результатам исследований построены соответствующие эпюры внутренних усилий M, Q и N. При анализе изменений усилий, можно сделать вывод, что воздействие горизонтальной нагрузки при нелинейной постановке имеет неопределенный характер. Наибольшие показатели перерезывающих усилий при воздействии горизонтальной нагрузки находятся в середине несущей системы, тогда как при воздействии только вертикальных сил наибольшие показатели находятся в верхней части односвязной диафрагмы.

Если анализировать вариант когда на односвязную диафрагму воздействует горизонтальная нагрузка q = 40 кН/м и a = 0,09, то нормальные усилия уменьшаются с $N_{лин}$ = 5 265 кН до $N_{нелин}$ = 4 767 кН — на 9 % (рис. 6), тогда как перерезывающие усилия в вершине системы повышаются, но не только, — они меняют направление в соответствии со знаком: $Q_{лин}$ = –22,28 кН/м и $Q_{нелин}$ = 82,95 кН/м — на 126 % (рис. 7). Изгибающие моменты в основании несущей системы повышаются аналогичным образом с $M_{лин}$ = 5 067 кН·м до $M_{нелин}$ = 6 962 кН·м — на 27 % (рис. 8), и на 10 % повышается прогиб, с $f_{лин}$ = 0,037 м до $f_{нелин}$ = 0,039 м.

Расчет в нелинейной постановке был проведен за 5 итераций. При этом податливость связи в нижнем интервале повысилась с $S_{лин}$ = $0{,}13 \cdot 10^{-6}$ м/кН до $S_{нелин}$ = $0{,}1076 \cdot 10^{-5}$ м/кН — на 105 %.

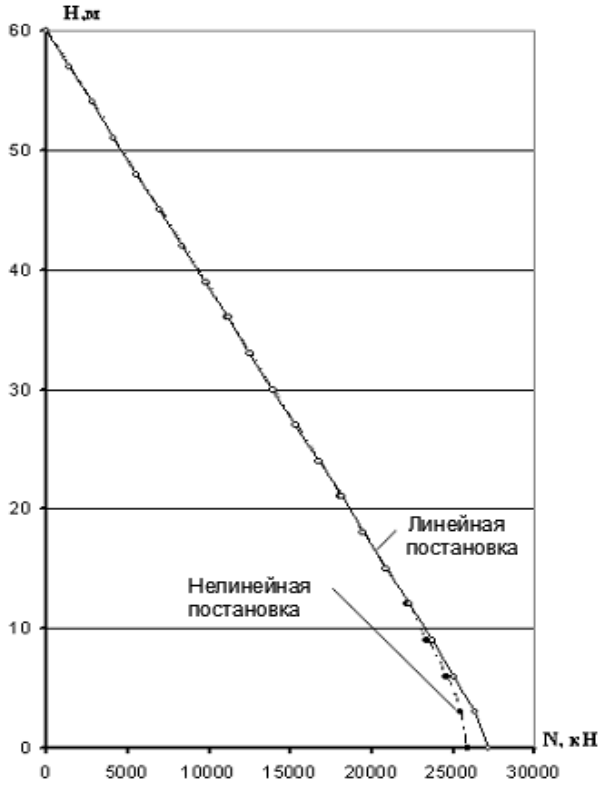


Рис. 4. Эпюры нормальных усилий при P_1 = 100 кН/м и P_2 = 5 500 кН/м

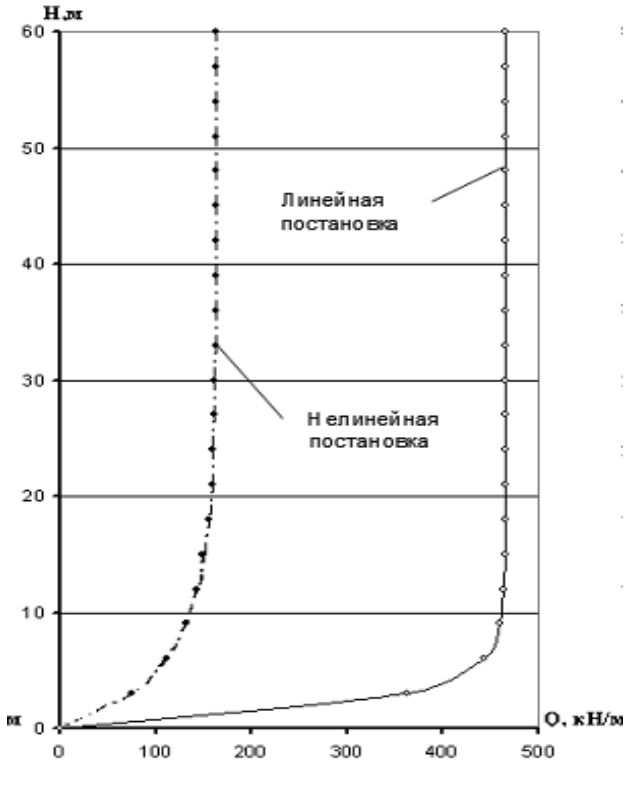
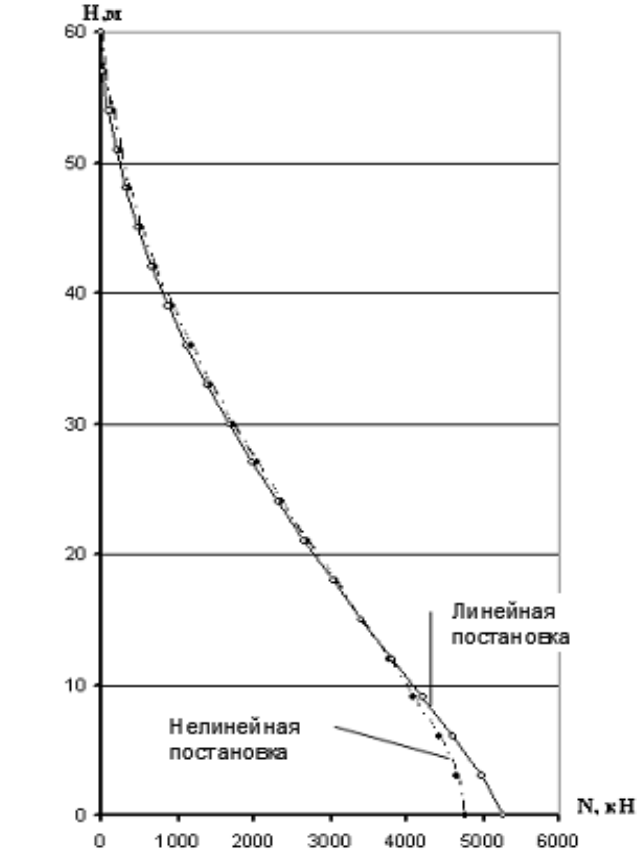
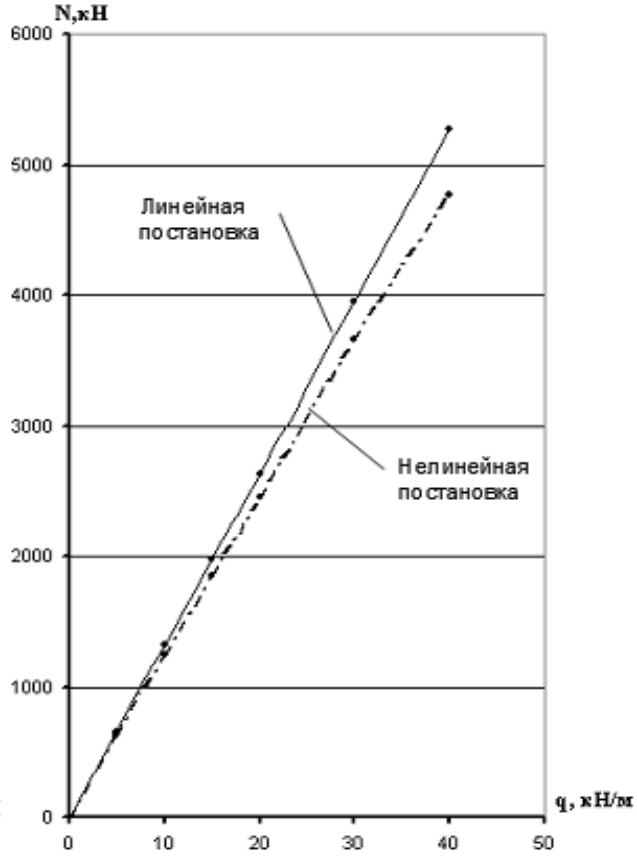


Рис. 5. Эпюры перерезывающих усилий при P_1 = 100 кН/м и P_2 = 5 500 кН/м

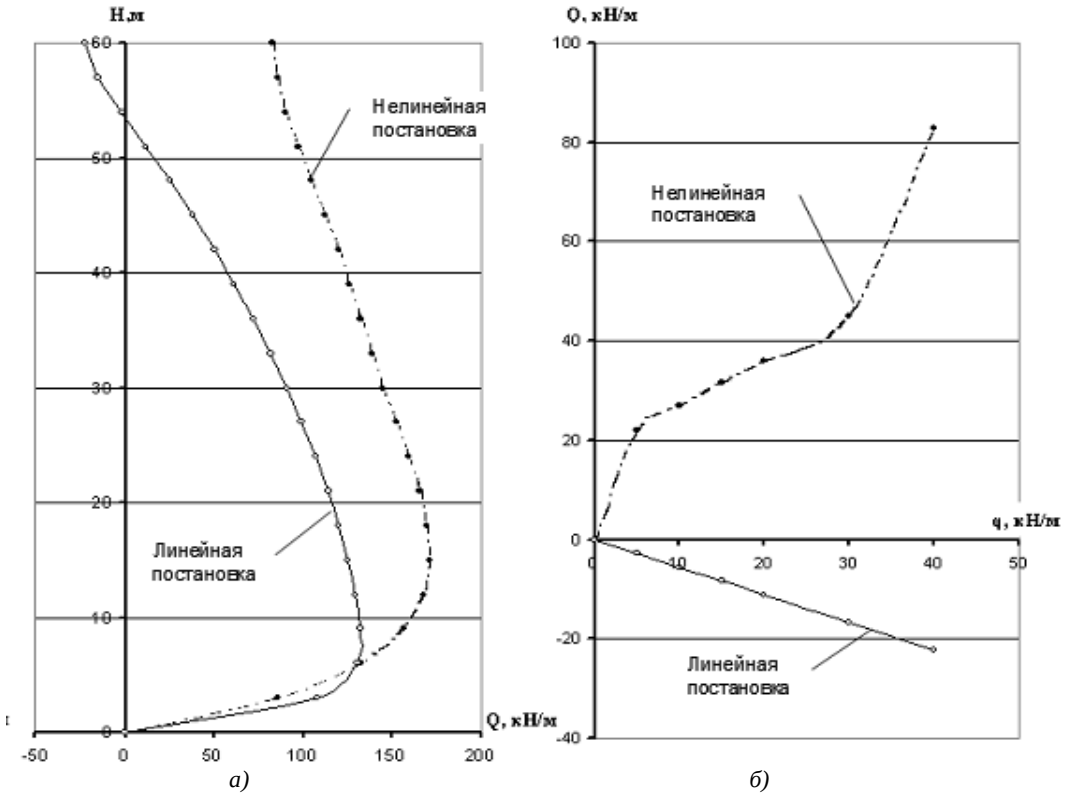


а)



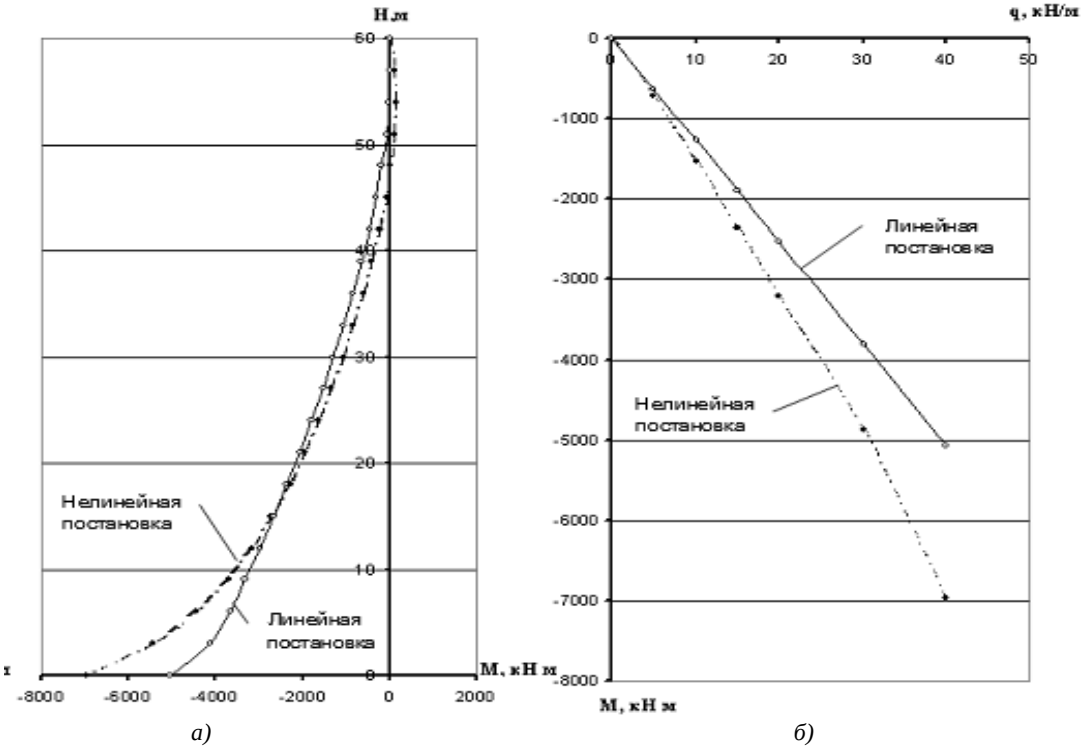
б)

Рис. 6. Эпюры нормальных усилий: *а* — при q = 40 кН/м и a = 0,09; *б* — график изменения усилий при увеличении горизонтальной нагрузки



а) *б)*

Рис. 7. Эпюры перерезывающих усилий: *а* — при q = 40 кН/м и a = 0,09; *б* — график изменения усилий при увеличении горизонтальной нагрузки



а) *б)*

Рис. 8. Эпюры изгибающих моментов: *а* — при q = 40 кН/м и a = 0,09; *б* — график изменения усилий при увеличении горизонтальной нагрузки

Заключение

1. В результате проведенных численных экспериментов установлено, что распределение внутренних усилий в односвязных диафрагмах в зависимости от вида внешней нагрузки носит неопределенный характер. При изменении жесткостных характеристик по высоте несущей системы происходит динамичное перераспределение усилий.

2. При нелинейном деформировании перемычек в ходе повышения вертикальной нагрузки разрушение

определяется характером распределения перерезывающих усилий Q в связях сдвига. Также при нелинейном деформировании перемычек и повышении нагрузки увеличивается число итераций. Это объясняется динамичным перераспределением усилий, происходящим за счет изменения податливостей на интервалах. С увеличением податливости в ходе перераспределения усилий понижаются нормальные усилия в столбах и перерезывающие усилия в перемычках. В связи с этим увеличиваются перемещения в связях сдвига. Повышение податливостей связей приводит к снижению моментов в столбах и изгибающих прогибов, контактирующих с этой связью. При воздействии горизонтальной нагрузки наибольшие значения перерезывающих усилий приходятся на середину несущей системы, тогда как при воздействии вертикальных нагрузок максимальные значения располагаются в верхнем интервале односвязной диафрагмы.

3. При нелинейном деформировании столбов разрушение происходит при исчерпании предела деформации по диаграмме ЕКБ-ФИП. Во всех численных экспериментах при воздействии вертикальной нагрузки разрушение начинается во втором столбе, поскольку на него воздействовала максимальная нагрузка P_2. Различие между модулями деформаций двух столбов, соединенных между собой перемычками, провоцирует увеличение внутренних усилий.

Литература

1. Hong Guan. Ultimate strength analysis of normal and high strength concrete wall panels with varying opening configurations // Engineering Structures. 2010. № 32. С. 1341-1355.

2. Ramin Vaghei, Farzad Hejazi, Hafez Taheri, Mohd Saleh Jaafarb, Abang Abdullah Abang Ali. Evaluate Performance of Precast Concrete wall to wall Connection // APCBEE Procedia. 2014. № 9. С. 2853-2862.

3. Todut C., Dan D., Stoian V. Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force // Engineering Structures. 2014. № 80. P. 323-338.

4. Блажко В.П. Об определение податливости связей при формировании расчетных моделей панельных зданий // Жилищное строительство. 2017. № 3. С. 17-21.

5. Бондаренко В.М., Боровских А.В., Фахратов М.А. Некоторые закономерности силового сопротивления бетона // Бетон и железобетон. 2001. № 5.С. 22-24.

6. Веретенников В.И., Бармотин А.А. // О влиянии размеров и формы сечения элементов на диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии // Бетон и железобетон. 2000. № 5. С. 27-30.

7. Дроздов П.Ф. Расчет пространственных несущих систем полносборных многоэтажных зданий Строительная механика и расчет сооружений. 1968. № 1. С. 25-29.

8. Дроздов П.Ф., Дзюба В.А., Паньшин Л.Л. Экспериментальные исследования деформативности элементов каркасно-панельных на стадии разрушения // Совершенствование расчета высоких зданий как единых пространственных систем с учетом специфики железобетона: тез. докл. VI координационного совещания. Харьков, 1982. С. 7-9.

9. Дроздов П.Ф., Додонов М.И., Паньшин Л.Л., Саруханян Р.Л. Проектирование и расчет сооружений со скрытым каркасом // Бетон и железобетон. 1976. № 1. С. 29-33.

10. Кодекс образец ЕКБ-ФИП. Для норм по железобетонным конструкциям. М., 1984. Т.П. 284 с.

11. Кравчук М.А. Математическое моделирование несущих систем многоэтажных зданий с учетом физической нелинейности конструкционных материалов: дис. … канд. техн. наук. Братск, 2006. 196 с.

12. Люблинский В.А.. Веприков Е.М., Астанин А.А. Анализ напряженное деформированного состояния элементов многоэтажного здания (ABLC V 1.0.0.1): програм. комплекс для ЭВМ. Св. гос. рег. № 2004612219. М.: РосПАТЕНТ, 2004.

13. Люблинский В.А. Совместная работа ядер жесткости и каркасно-панельной обстройки в несущих системах многоэтажных зданий: дис. … канд. техн. наук. М., 1982. 203 с.

14. Узун И.А. Учет реальных диаграмм деформирования материалов в расчетах железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.1997. № 2. С. 25–27.

15. Хола Муса Нелинейные деформации и предельная несущая способность вертикальных диафрагм монолитных многоэтажных зданий: дис. …канд. техн. наук. М., 1985. 163с.

References

1. Hong Guan. Ultimate strength analysis of normal and high strength concrete wall panels with varying opening configurations // Engineering Structures. 2010. № 32. P. 1341-1355.

2. Ramin Vaghei, Farzad Hejazi, Hafez Taheri, Mohd Saleh Jaafarb, Abang Abdullah Abang Ali. Evaluate Performance of Precast Concrete wall to wall Connection // APCBEE Procedia. 2014. № 9. P. 2853-2862.

3. Todut C., Dan D., Stoian V. Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force // Engineering Structures. 2014. № 80. P. 323-338.

4. Blazhko V.P. On the definition of the compliance of constraints in the formation of computed models of panel // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2017. № 3. P. 17-21.

5. Bondarenko V.M., Borovskih A.V., Fahratov M.A. Some regularities of power resistance of concrete // Beton i zhelezobeton. 2001. № 5. P. 22-24.

6. Veretennikov V.I., Barmotin A.A. On the effect of the dimensions and shape of the cross-section of elements on the concrete deformation diagram in the case of eccentric compression// Beton i zhelezobeton. 2000. № 5. P. 27-30.

7. Drozdov P.F.Calculation of spatial bearing systems of full-assembled multi-storey buildings // Constructionmechanicsand-calculationofconstructions. 1968. № 1. P. 25-29.

8. Drozdov P.F., Dzyuba V.A., Pan'shin L.L.Experimental studies of the deformation of frame-panel elements at the stage of destruction: tez. dokl. VI koordinacionnogo soveshchaniya. Har'kov, 1982. P.7-9.

9. Drozdov P.F., Dodonov M.I., Pan'shin L.L., Saruhanyan R.L. Design and calculation of structures with a hidden frame // Beton i zhelezobeton. 1976. № 1. P. 29-33.

10.Code sample of EKB-FIP. For norms on reinforced concrete structures. M., 1984. T.P. 284 p.

11. Kravchuk M.A.Mathematical modeling of load-bearing systems of multi-storey buildings, taking into account the physical nonlinearity of structural materials: dis. … kand. tekhn. nauk. Bratsk, 2006. 196 p.

12. Lyublinskij V.A.. Veprikov E.M., Astanin A.A.A program complex "Analysis of stressed deformed state of elements of a multi-storey building (ABLC V 1.0.0.1)": Certificate of official registration of a computer program No. 2004612219. M.: RosPATENT, 2004.

13. Lyublinskij V.A.Joint work of hardness cores and frame-panel construction in the bearing systems of multi-storey buildings: dis. … kand. tekhn. nauk. M., 1982. 203 p.

14. Uzun I.A.Taking into account real diagrams of material deformation in the calculations of reinforced concrete structures // Beton i zhelezobeton.1997. № 2. P. 25-27.

15. Hola Musa.Nonlinear deformations and the ultimate load-bearing capacity of vertical diaphragms of monolithic multi-storey buildings: dis. …kand. tekhn. nauk. M., 1985. 163 p.