

Устойчивость к прогрессирующему обрушению железобетонного каркаса здания с учетом последовательности его возведения и длительности эксплуатации

С.Ю. Савин, В.П. Григорьева, М.З. Шарипов

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет

Аннотация: Представлены результаты моделирования процесса деформирования железобетонного каркаса многоэтажного здания в аварийной расчетной ситуации с учетом стадийности возведения и различного возраста бетона на момент приложения нагрузок. По результатам исследования получены и проанализированы деформации и усилия в элементах несущей системы после возникновения в ней начального локального разрушения. Показано, что при учете последовательности возведения здания, накопления деформаций ползучести и усадки устойчивость здания к прогрессирующему обрушению снижается.

Ключевые слова: монолитный железобетонный каркас, прогрессирующее обрушение, ползучесть, усадка, модуль упругости, модуль деформаций, статико-динамическое нагружение.

Введение

Монолитные железобетонные каркасы широко используются в строительстве зданий и сооружений различного назначения. Ввиду технологических особенностей их возведения нагрузки могут прикладываться к конструкциям, когда бетон ещё не набрал своей полной проектной прочности. Исследования деформирования бетона железобетонных элементов при приложении нагрузки в различном возрасте указывают на существенное влияние этого фактора на напряженно-деформированное состояние конструкций [1–3]. Кроме того, исследования [4] показывают, что возраст и уровень действующих напряжений оказывают влияние не только на конечные значения деформаций ползучести, но и на прочность бетона при его последующем квазистатическом нагружении. Если нагрузка прикладывается во времени малыми ступенями, то прочность бетона, как правило нарастает в процессе эксплуатации. Однако если та же нагрузка будет приложена к элементу одновременно, то это может привести к нарушению внутренней структуры материала и, как следствие, к снижению

его прочности. В исследованиях [5,6] показано, что предыстория нагружения (длительность, уровень напряжений, знакопеременность, количество циклов нагружения и т.д.), средовые воздействия [7-9] оказывают влияние на прочность и деформативность бетона: прочность, как правило, нарастает, однако при этом снижается деформативность и соотношение между пластическими и полными деформациями. Так бетон после длительной эксплуатации конструкций может вести себя как упругий материал вплоть до уровня напряжений 0,7-0,8 от ожидаемой средней прочности на сжатие. Баженовым Ю.М. [10] отмечалось, что с пластическими свойствами связано проявление вязкостных свойств при динамическом нагружении. Для бетона с большим числом пластичности [11] следует ожидать большее динамическое упрочнение при одинаковом режиме нагружения, чем для бетона с меньшим числом пластичности. Таким образом, в результате длительной эксплуатации меняются диссипативные свойства конструкций при аварийных воздействиях [12-14].

Цель данного исследования состояла в оценке степени влияния деформированного состояния каркаса в результате последовательности возведения, накопления деформаций ползучести и усадки на устойчивость к обрушению в аварийной ситуации.

2. Модели и методы исследования

2.1. Описание объекта исследования и рассматриваемой расчетной ситуации

Рассматривается железобетонная несущая система 34-этажного жилого здания (рис. 1, а). В рамках расчетного анализа выполнялась оценка изменения напряженно-деформированного состояния элементов каркаса здания в результате аварийной расчетной ситуации при учете стадийности возведения и накопления деформаций от длительного нагружения. Полученные результаты сопоставлялись с результатами моделирования, в

рамках которого не учитывалась стадийность возведения и специфика накопления деформаций от действия длительных нагрузок, величина которых меняется по мере возведения несущей системы. В качестве аварийной ситуации рассмотрен выход из строя самой нагруженной колонны здания и примыкающих к ней вертикальных несущих конструкций.

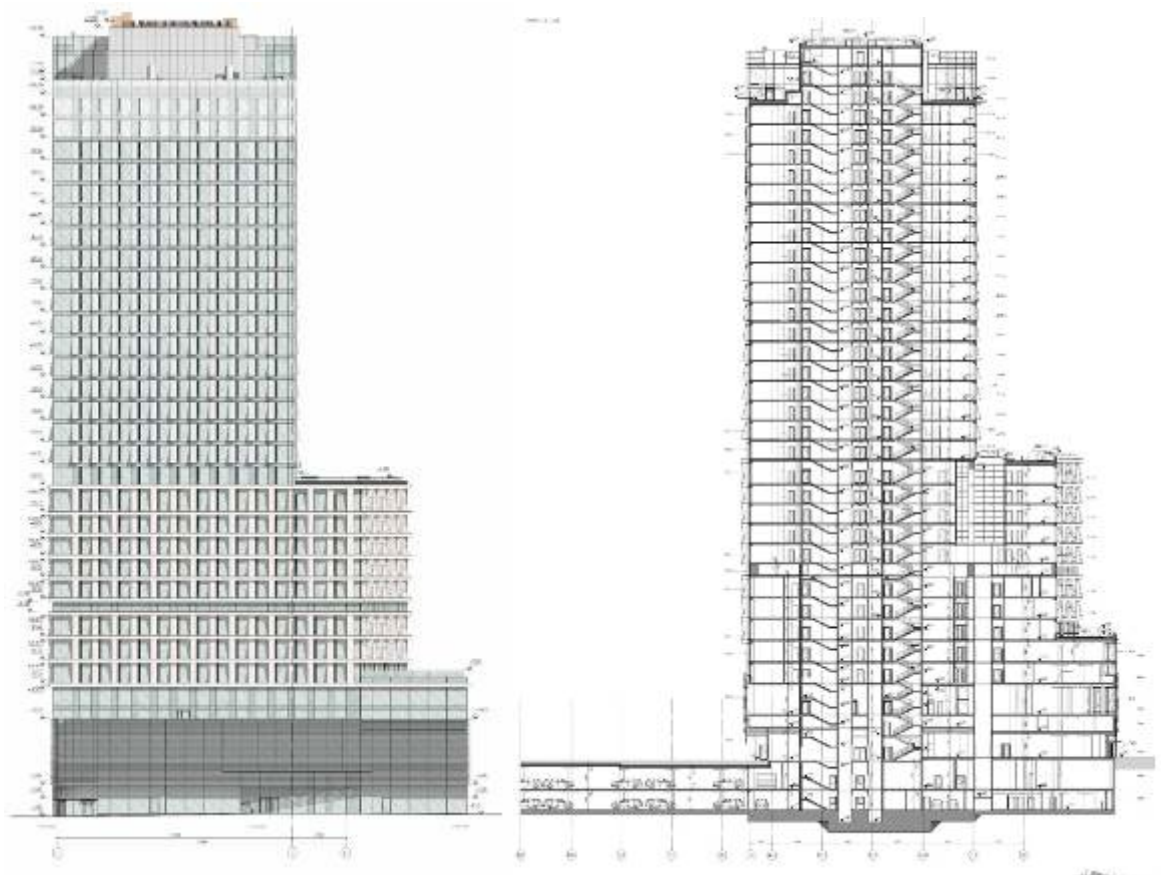
Расчетный анализ выполнялся в квазистатической постановке в ПК Scad Office 21.1.9.9 с помощью модуля «Монтаж». Расчет на аварийную ситуацию выполнен в соответствии с требованиями СП 385.132580.2018.

Выбор расчетной аварийной ситуации при расчете устойчивости здания к прогрессирующему обрушению, осуществляли в соответствии с рекомендациями СП 385.132580.2018. и на основании анализа результатов расчета по первичной расчетной схеме.

После выхода из строя указанных вертикальных конструкций нагрузка, которую они воспринимали, будет перераспределена на смежные несущие конструкции здания (метод проектирования, основанный на передаче нагрузки по альтернативным путям). Основная часть нагрузок перераспределится за счёт плит перекрытия на соседние опоры и за счёт подвеса к вышележащим конструкциям.

В качестве аварийной расчетной ситуации рассмотрен сценарий отказа самой нагруженной колонны, а также примыкающих к ней вертикальных несущих конструкций на минус 2 этаже.

Длина участка, вышедших из строя конструкций ограничена кругом диаметром 10 м. Центр условного круга разрушения совместили в центре тяжести сечения колонны (рис. 1, б).



(а)

(б)



(в)

Рис. 1- Корпус К-1 34-этажного жилого здания: а) общий вид; б) разрез; в) начальное локальное разрушение

2.2. Учет накопления деформаций от длительного действия нагрузок при стадийном возведении

При продолжительном действии нагрузки значение эффективного модуля деформаций бетона [15]:

$$E_{b,r} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (1)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона;

E_b – начальный модуль упругости бетона, принимаемый по.

Коэффициент ползучести $\varphi_{b,cr}$:

$$\varphi = E_b \cdot C(t, t_0) \quad (2)$$

где $C(t, t_0)$ – мера ползучести бетона к моменту времени t при нагружении его в возрасте t_0 :

$$C(t, t_0) = C(\infty, 28) \cdot \Omega(t_0) \cdot f(t - t_0) \quad (1)$$

$$\Omega(t_0) = c + de^{-\gamma t_0} \quad (2)$$

$$f(t - t_0) = 1 - ke^{-\gamma_1(t - t_0)} \quad (3)$$

Предельная мера ползучести бетона $C(\infty, 28)$ определяется по формуле:

$$C(\infty, 28) = C^N(\infty, 28) \cdot \xi_{2c} \cdot \xi_{3c} \quad (4)$$

где $C^N(\infty, 28)$; ξ_{2c} ; ξ_{3c} определяются по таблицам 4,6 и 7 соответственно [15].

Одна стадия монтажа включает в себя 2-3 этажа. Возведение конструкций, относящихся к одной стадии монтажа в рамках численного моделирования, занимает стадии занимает 28-42 дня.

Нагрузка от собственного веса конструкций i -ого этажа прикладывается к конструкциям $(i-1)$ этажа, когда возраст бетона конструкций $(i-1)$ этажа составляет от 7 до 14 суток. Для последующего моделирования рассмотрен наиболее консервативный вариант (наибольшая деформативность) с нагружением в возрасте 7 суток. При этом по мере того,

как возводится каркас здания, меняется нагрузка на конструкции нижних этажей, а также возраст бетона в момент приложения каждого нового нагружения от собственного веса конструкций и складываемых материалов на соответствующих стадиях возведения каркаса и монтажа конечных элементов расчетной модели. Таким образом, прирост деформаций ползучести для некоторого нижнего этажа на единичное увеличение напряжений от собственного веса конструкций и складываемых материалов по мере возведения последующих этажей будет снижаться. Эффективный модуль упругости при этом будет также снижаться, однако такое снижение будет замедляться от стадии к стадии.

Введя допущение о том, что напряжения от каждой последующей стадии монтажа возрастают на одну и ту же величину коэффициент ползучести φ в общем виде для конструкций одной монтажной стадии за весь период строительства будет определяться по формуле:

$$\varphi(t \sum t_0) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\varphi_i(t, t_{0i})}{n} \right) \quad (5)$$

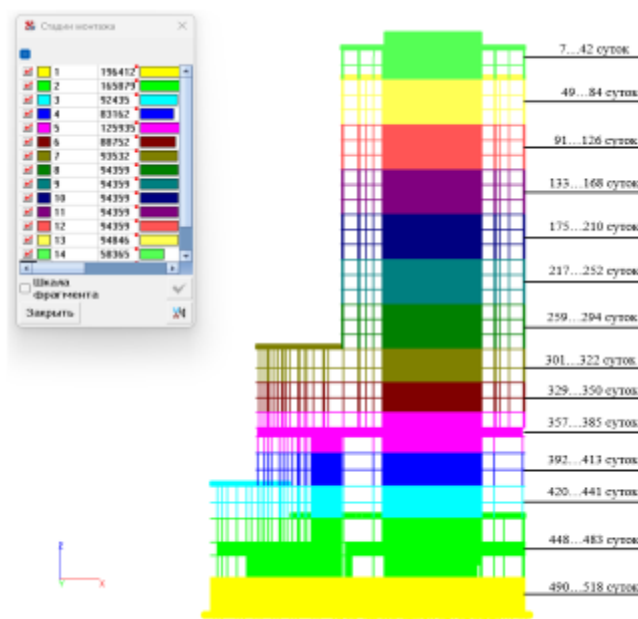


Рис.2 – Возраст конструкций в момент снятия опалубки с последнего этажа

Для учета ползучести в программном комплексе конструкциям каждой стадии монтажа назначаются коэффициенты редуцирования модуля упругости бетона:

$$k = \frac{E_{b,\tau}}{E_b} \quad (6)$$

На стадии монтажа, возведение которой только завершилось, коэффициент редуцирования $k=1$, так как в этот период установлены опалубка и временные опоры, которые ограничивают деформацию конструкций.

Таблица № 1

Значения коэффициента редуцирования k для стадий монтажа

Коэффициент k для стадий монтажа															
14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1		
1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30	0,30	14	Стадии монтажа
	1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30	13	
		1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	0,34	0,33	0,32	0,31	12	
			1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	0,34	0,33	0,32	11	
				1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	0,34	0,33	10	
					1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	0,34	9	
						1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	8	
							1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	7	
								1	0,55	0,48	0,45	0,42	0,39	6	
									1	0,55	0,48	0,45	0,42	5	
										1	0,55	0,48	0,45	4	
											1	0,55	0,48	3	
												1	0,55	2	
													1	1	

Для статико-динамического режима нагружения при аварийном воздействии связь между деформациями $\varepsilon(t)$ и напряжениями $\sigma(t)$ в бетоне в момент времени t при двухстадийном нагружении, включающем однократное или ступенчатое статическое нагружении в интервале времени $[t_0, t_1]$ и

динамическое догружение в интервале времени $[t_1, t]$, в соответствии с [6] может быть записано относительно деформаций в следующем виде (9):

$$\sigma(\varepsilon, t) = f_0(\varepsilon) + \int_{t_1^*}^t \dot{\varepsilon}(\tau) \cdot p(\eta_\varepsilon) \cdot \sum_i^n d_i(t) \cdot e^{-\theta_i(t) \cdot (t-\tau)} d\tau. \quad (9)$$

В выражении (9) $p(\eta_\varepsilon)$ - функция уровня деформаций, определяемая соотношением (10):

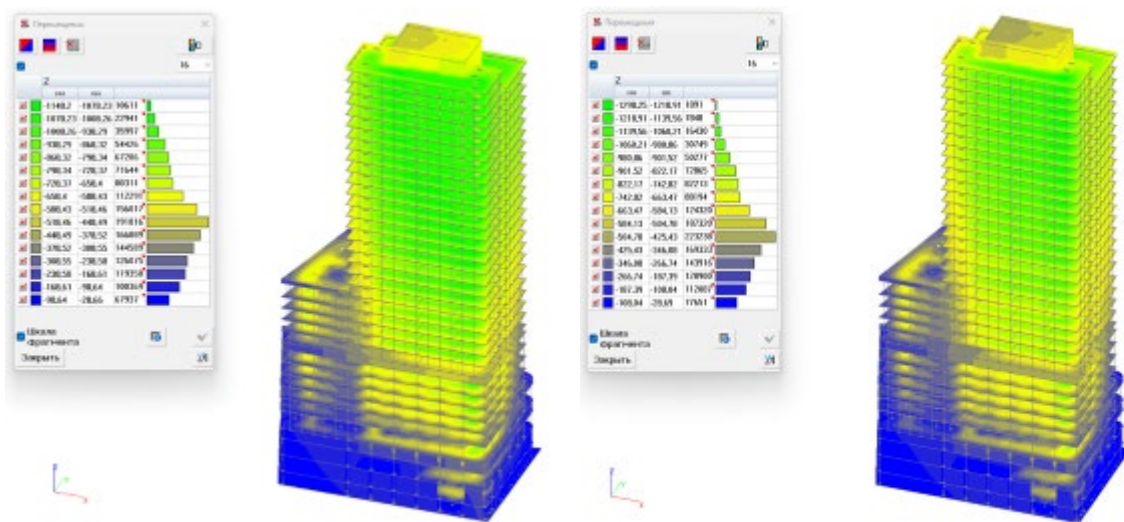
$$p(\eta_\varepsilon) = \sum_j^m k_j \cdot \left(\frac{\varepsilon_0(\tau)}{\varepsilon_{b0}(t)} \right)^{j-1}. \quad (10)$$

$E_0(t)$, $\alpha(t)$, $\beta(t)$, k_j , $d_i(t)$, $\theta_i(t)$ – эмпирически устанавливаемые константы, которые зависят от возраста материала и режима эксплуатации (истории нагружения) [6,10]. Нижняя граница интегрирования t_1^* в выражении (9) представляет собой условное время запаздывания динамического нагружения.

3. Результаты исследования и их анализ

Анализ результатов расчета показывает, что максимальные (по абсолютной величине) вертикальные перемещения для расчетной модели несущей системы здания (рис. 3, а), в которой не учитывался процесс последовательности возведения здания и ползучести железобетона (расчетная ситуация 1), оказались на 150 мм меньше, чем для модели, учитывающей последовательность возведения здания и ползучесть железобетона (расчетная ситуация 2) (рис. 3, б).

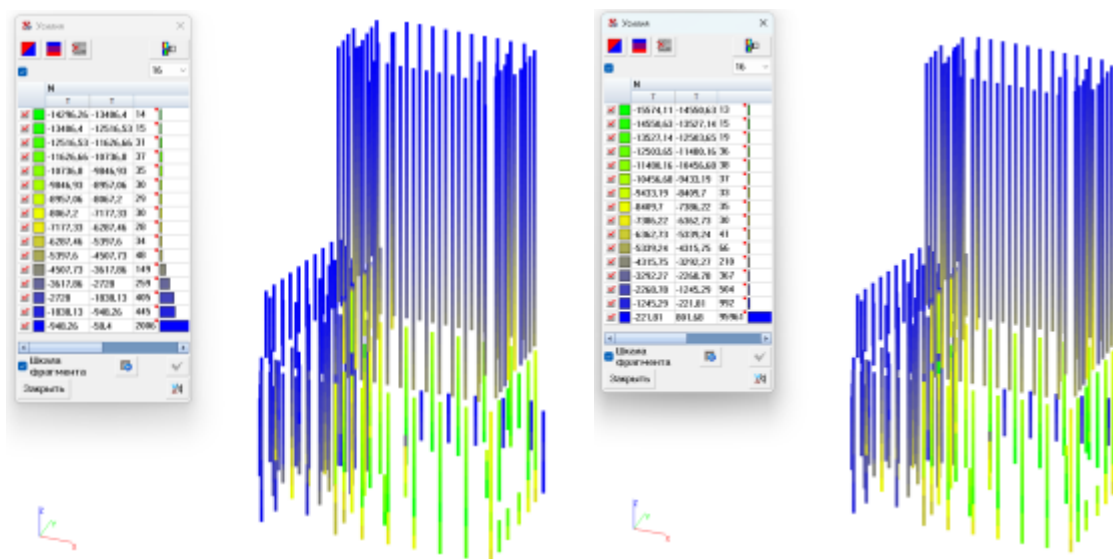
Также приведены результаты усилий N , M_y , M_z в колоннах в общей расчетной схеме (рис. 4, 5, 6 соответственно)



а)

б)

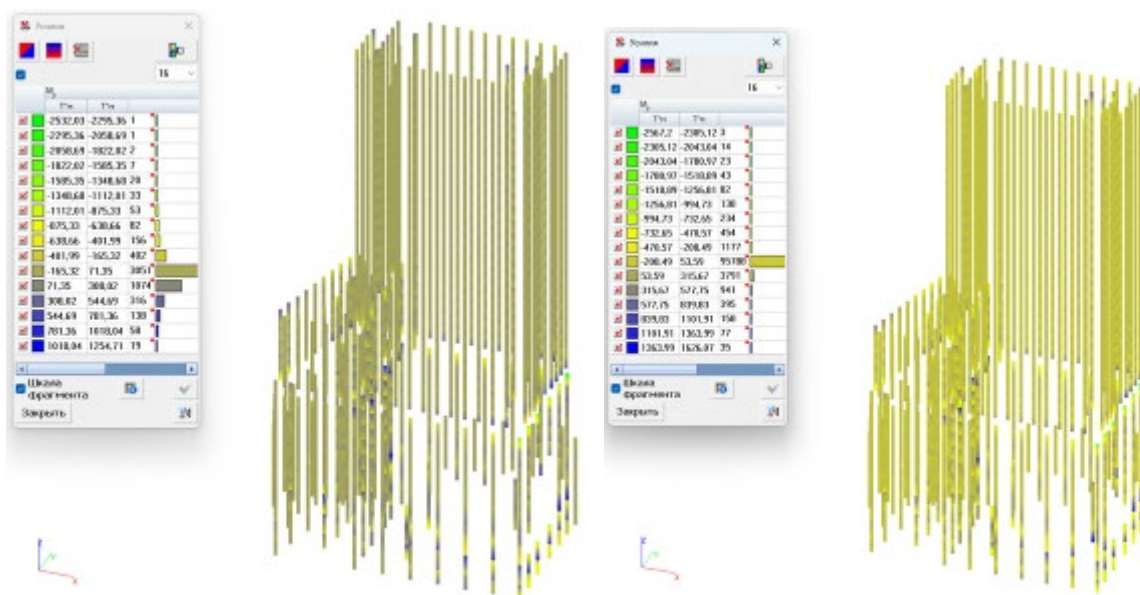
Рис. 3-Вертикальные перемещения в несущей системе здания в результате локального разрушения колонны -2 этажа: а) полученные без учета последовательности возведения и ползучести; б) полученные с учетом последовательности возведения и ползучести железобетона



а)

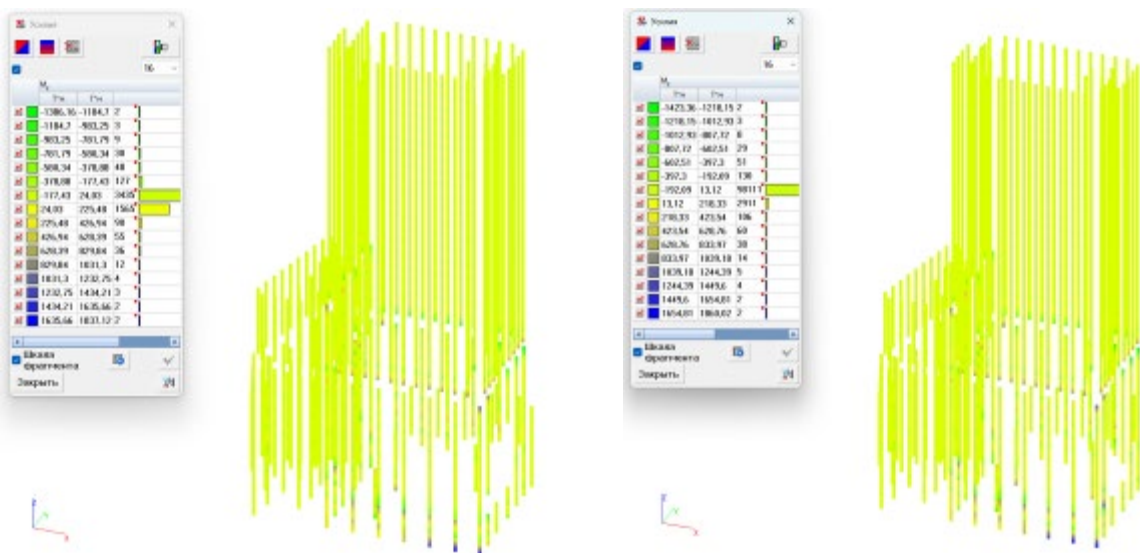
б)

Рис. 1 – Продольные усилия N в колоннах здания в результате локального разрушения колонны -2 этажа: а) полученные без учета последовательности возведения и ползучести; б) полученные с учетом последовательности возведения и ползучести железобетона



а) | б)

Рис. 2 – Моменты M_u в колоннах здания в результате локального разрушения колонны -2 этажа: а) полученные без учета последовательности возведения и ползучести; б) полученные с учетом последовательности возведения и ползучести железобетона



а) | б)

Рис. 3 - Моменты M_z в колоннах здания в результате локального разрушения колонны -2 этажа: а) полученные без учета последовательности возведения и ползучести; б) полученные с учетом последовательности возведения и ползучести железобетона

Сравним перемещения по z каждой плиты перекрытия для расчетной ситуации 1 (без учета последовательности возведения и ползучести) и расчетной ситуации 2 (с учетом последовательности возведения и ползучести)

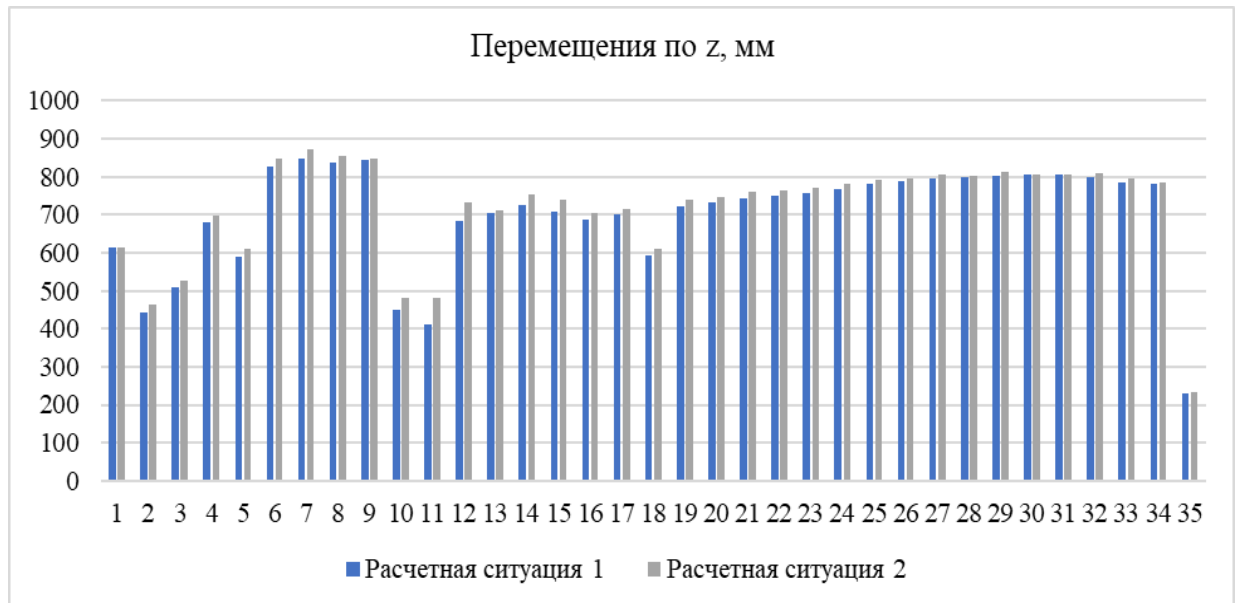
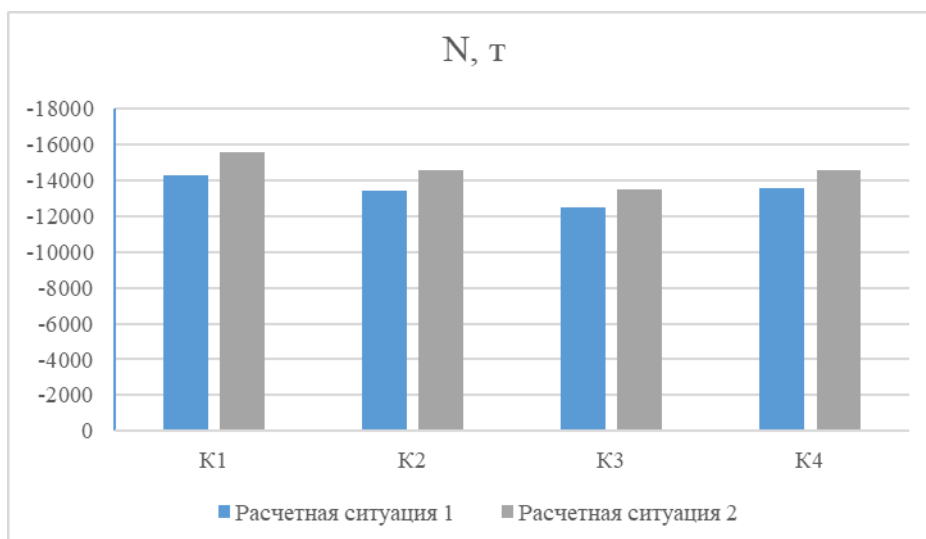


Рис. 4. - Перемещения по z , мм

Разница в перемещениях варьируется от 0 до 4, 33%. Сравним результаты усилий в соседних колоннах (К1, К2, К3 и К4) рядом с удаляемой, которые оказались наиболее нагруженные для расчетной ситуации 1 (без учета последовательности возведения и ползучести) и расчетной ситуации 2 (с учетом последовательности возведения и ползучести)



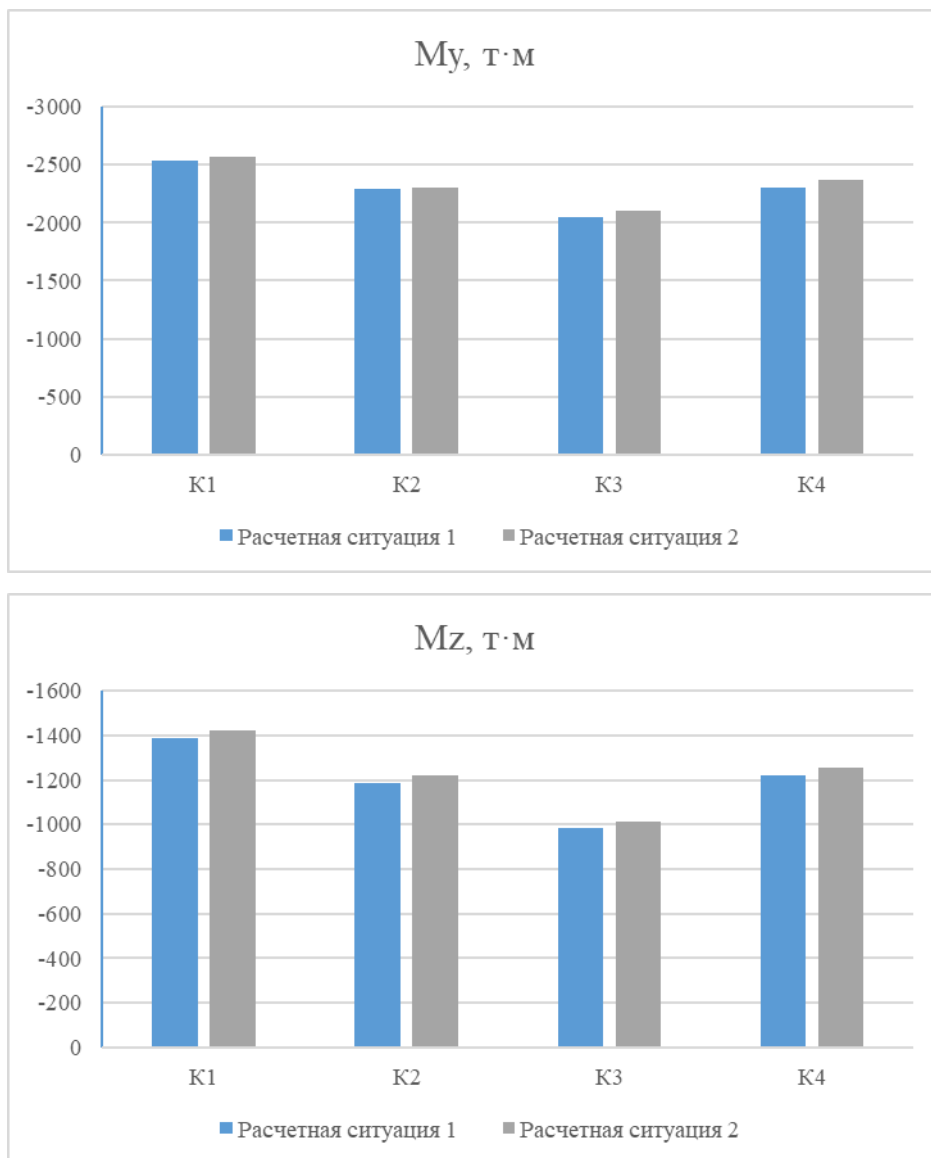


Рис. 8. – Значение усилий N , M_y , M_z в колоннах.

Из данных диаграмм можно увидеть, что усилия в колоннах во 2 расчетной ситуации больше, чем в первой. Из полученных результатов можно сделать вывод, что устойчивость здания к прогрессирующему обрушению обеспечена в двух расчётных ситуациях, однако здание, расчет которого производился с учетом последовательности возведения и ползучести, хуже сопротивляется обрушению в аварийной ситуации, чем здание, которое было возведено одномоментно. Это объясняется тем, что процесс возведения высотного монолитного здания достаточно длителен, и учет стадийности

формирования конструкций может приводить к значительным изменениям параметров напряженно-деформированного состояния.

4. Заключение

Моделирование процесса деформирования железобетонного каркаса многоэтажного здания в аварийной расчетной ситуации с учетом стадийности возведения и различного возраста бетона на момент приложения нагрузок позволило установить следующее.

1. Продемонстрировано, что учет стадийности возведения монолитных железобетонных каркасов зданий оказывает влияние на перераспределение нагрузок и напряженно-деформированное состояние несущих элементов. Деформации конструкций при учете предыстории нагружения и стадийности возведения оказались существенно больше, чем по результатам моделирования без учета стадийности возведения при задании единых коэффициентов редукации к модулям деформации бетона всех однотипных конструкций.

2. Расчетным анализом продемонстрировано, что перераспределение нагрузок в результате стадийности возведения и различный возраст бетона на момент приложения нагрузок снижают ресурс сопротивления конструкций здания прогрессирующему обрушению в аварийной расчетной ситуации. Это связано как с увеличением деформаций, эксцентриситетов приложения нагрузок в элементах, так и со снижением деформативности бетона после длительной эксплуатации.

Литература

1. Санжаровский Р.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести. Ленинград: ЛГУ, 1984. 217с.
 2. Тамразян А.Г, Есаян С.Г. Механика ползучести бетона. Москва: МИСИ-МГСУ, 2012. 488с.
 3. Savin S.Yu, Sharipov M.Z. Dynamic Performance of Concrete Considering Initial Stresses and Creep. Reinforced Concrete Structures 2024; №7 URL: doi.org/10.22227/2949-1622.2024.3.24-33.
 4. Прокопович И.Е, Кобринец В.И, Половец В.И, Твардовский И.А. Влияние режима приложения сжимающей нагрузки на длительное сопротивление бетона. Бетон и Железобетон. 1991: №6. С.6–8.
 5. Levtchitch V, Kvasha V, Boussalis H, Chassiakos A, Kosmatopoulos E. Seismic performance capacities of old concrete. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada, 2004, P. 1–15.
 6. Savin S.Y, Sharipov M.Z. Nonlinear visco – elastic behavior of concrete under static-dynamic loading: Experimental and numerical studies. Structures. 2025.74.108496. URL: doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108496.
 7. Popov D.S. Experimental studies of dynamic properties of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements. Building and Reconstruction. 2022. 100. URL: doi.org/10.33979/2073-7416-2022-100-2-55-64.
 8. Tamrazyan A.G, Popov D.S. Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading. Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo. 2019. URL: doi.org/10.33622/0869-7019.2019.02.19-26.
 9. Tamrazyan A.G. The Bearing Capacity of Compressed Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Elements under Lateral Pulse Loading. Buildings. 2023.13.2133. URL: doi.org/10.3390/buildings13092133.
 10. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. Москва. Стройиздат. 1970. 272 с.
-

11. Колчунов В.И, Савин С.Ю. Устойчивость железобетонных каркасов зданий к начальному локальному разрушению . Известия Вузов Строительство. 2024. №10. С.50–64.
12. Bažant Z.P, Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions. Journal of Engineering Mechanics 2007.133. URL: doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:3(308).
13. Adam J.M, Parisi F, Sagaseta J, Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. Engineering Structures. 2018.173. URL: doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082.
14. Савин С.Ю, Ступак М.И, Маньков Д.К. Живучесть железобетонного каркаса здания с учетом длительности эксплуатации. Строительная Механика Инженерных Конструкций и Сооружений 2024. 20(3). С.220–40.
15. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. Москва: Стройиздат, 1988. 120с.

References

1. Sanzharovskij R.S. Ustojchivost' jelementov stroitel'nyh konstrukcij pri polzuchesti [Stability of elements of building structures under creeping condition]. Leningrad: LGU, 1984. 217p.
2. Tamrazyan A.G, Esanyan S.G. Mehanika polzuchesti betona [Mechanics of concrete creep Moscow]. Moskva: MISI-MGSU, 2012. 488p.
3. Savin S.Yu, Sharipov M.Z. Reinforced Concrete Structures 2024; №7 URL: doi.org/10.22227/2949-1622.2024.3.24-33.
4. Prokopovich I.E, Kobrinec V.I, Polovec V.I, Tvardovskij I.A. Beton i Zhelezobeton. 1991: №6. pp. 6–8.

5. Levitch V, Kvasha V, Boussalis H, Chassiakos A, Kosmatopoulos E. Seismic performance capacities of old concrete. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada: 2004, pp. 1–15.
6. Savin S.Yu, Sharipov M.Z. Structures. 2025.74.108496. URL: doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108496.
7. Popov D.S. Building and Reconstruction. 2022. 100. URL: doi.org/10.33979/2073-7416-2022-100-2-55-64.
8. Tamrazyan A.G, Popov D.S. Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo. 2019. URL: doi.org/10.33622/0869-7019.2019.02.19-26.
9. Tamrazyan A.G. Buildings. 2023.13.2133. URL: doi.org/10.3390/buildings13092133.
10. Bazhenov Ju.M. Beton pri dinamicheskom nagruzhении [Concrete under dynamic loading]. Moscow: Strojizdat, 1970. 272 p.
11. Kolchunov V.I, Savin S.Ju. Izvestija Vuzov Stroitel'stvo. 2024. №10. P.50–64.
12. Bažant Z.P, Verdure M. Journal of Engineering Mechanics 2007.133. URL: [doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:3\(308\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:3(308)).
13. Adam J.M, Parisi F, Sagaseta J, Lu X. Engineering Structures. 2018.173. URL: doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082.
14. Savin S.Ju, Stupak M.I, Man'kov D.K. Stroitel'naja Mehanika Inzheneryh Konstrukcij i Sooruzhenij. 2024. 20(3). pp. 220–40.
15. Rekomendacii po uchetu polzuchesti i usadki betona pri raschete betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij.[Recommendations on accounting for creep and shrinkage of concrete in the calculation of concrete and reinforced concrete structures] Moskva: Strojizdat, 1988. 120p.

Дата поступления: 21.02.2025

Дата публикации: 25.04.2025
