

УЧЕТ ИСТОРИИ НАГРУЖЕНИЯ РАМНЫХ СИСТЕМ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ ДОСТОВЕРНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА

А. И. Шеин

*Пензенский государственный университет архитектуры
и строительства, г. Пенза (Россия)*

О. Б. Завьялова

*Астраханский инженерно-строительный институт,
г. Астрахань (Россия)*

Целью настоящей работы является исследование влияния истории нагружения железобетонной монолитной рамы на напряженно-деформированное состояние ее элементов. В расчет приняты последовательность возведения здания и одновременный учет твердения и ползучести бетона, являющихся функциями времени. Учет реальной работы материалов строительных конструкций, особенно бетона, позволяет выявить ресурс конструктивной безопасности уже построенных зданий и сооружений и уточнить реальное распределение внутренних усилий и связанных с ними деформаций во вновь проектируемых.

1. Методы, применяемые в расчете.

Во всех случаях расчет производился по деформированной схеме. Написана расчетная программа для определения внутренних усилий и перемещений в элементах рамы при действии статических нагрузок с учетом всех вышеперечисленных факторов. Расчет выполнен методом сеточной аппроксимации элементов (МСАЭ) [2]. Этот метод позволяет вводить в уравнения любые интегральные и дифференциальные зависимости для описания свойств материалов, а также учитывать геометрическую нелинейность при деформировании элементов конструкции. Программа позволяет задавать необходимое число учитываемых в расчете промежуточных сечений (8; 16; 32; 64 и т. д.). В рассмотренном примере задано разбиение каждого элемента на 8 участков. Система нелинейных уравнений включала в себя: уравнения граничных условий (опоры); уравнения равновесия узлов; уравнения совместности деформаций в узлах; уравнения равновесия внешних и внутренних сил в заданных поперечных сечениях, учитывающие продольные и поперечные деформации элементов и представляющие собой дифференциальные уравнения первого и второго порядков. Для приведения системы дифференциальных уравнений к алгебраическому виду использована конечно-разностная аппроксимация. Система нелинейных уравнений решалась методом касательных Ньютона с организацией пошаговых итераций. Критерием точности расчета продольных и поперечных перемещений принято расхождение в последовательных итерациях, равное 10^{-8} м. Для сравнения выполнен классический расчет этой же рамы по методу конечных элементов без учета вышеперечисленных факторов.

2. Постановка задачи и исходные данные.

В статье рассмотрен расчет плоской 6-этажной однопролетной монолитной рамы:

- с учетом последовательности возведения;
- с учетом изменения модуля мгновенной упругости бетона по экспоненциальной зависимости Арутюняна Н. Х. [1];
- с учетом ползучести бетона, по выражениям, полученным Арутюняном Н.Х. для сжатых и изгибаемых элементов.

Пролет рамы – 6 м, число пролетов – 1, высота этажа – 6 м, колонны сечением 40х40 см, армирование симметричное: $A_s = 28,26 \text{ см}^2$, $h_s = 17 \text{ см}$; ригели 30х60 см, армирование симметричное, $A_s = 42,39 \text{ см}^2$, $h_s = 27 \text{ см}$. Бетон класса В-20, нормативный модуль упругости бетона $E_0 = 27 \text{ ГПа}$, модуль упругости арматуры $E_s = 200 \text{ ГПа}$, равномерно распределенная нагрузка по ригелям $q = 30 \text{ кН/м}$.

3. Учет последовательности возведения.

Вначале обоснуем суть проблемы. При определении внутренних усилий в поперечных рамах гражданских и промышленных зданий проектировщик работает с расчетной схемой рамы, имеющей проектную этажность, причем нагружение ригелей такой рамы постоянными и временными нагрузками производится одновременно на всех этажах. В реальных же рамных системах монтаж ригелей последующего этажа происходит только после укладки плит перекрытия на предыдущем этаже. Причем, как правило, монтаж сборных перегородок (или складирование мелкоштучных элементов (гипсовых блоков, кирпича) для последующего возведения перегородок) производится с помощью подъемного крана при отсутствии вышележащих конструкций. В многоэтажных промзданиях нередки случаи, когда в процессе возведения на перекрытие сразу устанавливают тяжелое оборудование, поднимаемое строительным монтажным краном. А это означает, что, в отличие от применяемой классической расчетной схемы, где нагрузка от нижележащих ригелей вызывает появление внутренних усилий в стойках и ригелях вышележащих этажей, при реальном нагружении большая часть постоянной нагрузки, а в случае с оборудованием, и часть временной, не влияет на усилия в конструкциях верхних этажей. Рассмотрим на примере 2-этажной однопролетной рамы распределение внутренних усилий для двух вариантов расчетных схем (рис. 1):

1) нагружение ригеля первого этажа при отсутствии вышележащего ригеля (как реально и происходит от действия постоянной нагрузки);

2) нагружение этого же ригеля в обычной (классической) расчетной схеме.

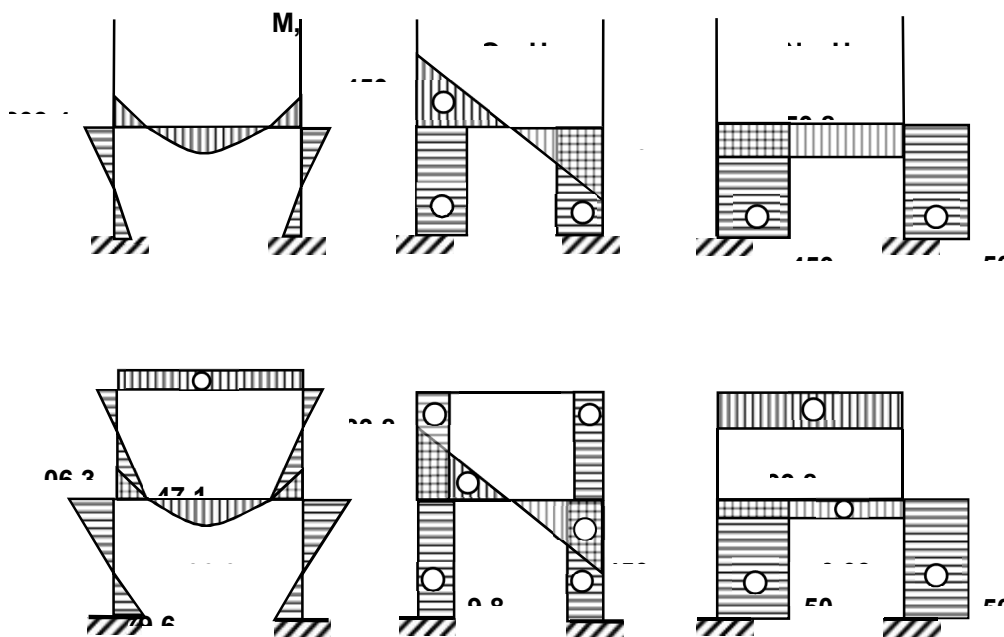


Рис. 1. Результаты расчета рамы при нагружении ригеля 1-го этажа:
а – при отсутствии вышележащего ригеля; б – с учетом ригеля 2-го этажа

Сравнение эпюр изгибающих моментов показывает, что при наличии вышележащего ригеля, как и следовало ожидать, включаются в работу конструкции второго этажа, разгружая стойки первого этажа и уменьшая пролетный момент рассматриваемого ригеля. При реальном нагружении рассмотренной рамы изгибающие моменты в верхнем и опорном сечении стоек первого этажа больше полученных по классической схеме на 27–28 %, максимальный момент в пролете ригеля первого этажа больше на 14,5 %, зато опорный момент в ригеле уменьшился на 33 %. Разумеется, в реальном здании, когда нагрузки прикладываются в несколько этапов, этот эффект будет менее заметен, т. к. около половины всей нагрузки (часть постоянной и вся временная) будет приложена к готовой раме. Учет последовательности нагружения сборной железобетонной рамы производственного здания был рассмотрен нами ранее в работе [3]. В настоящем исследовании будет выполнен расчет монолитной рамы, возводимой, кроме того, в короткие сроки.

Для расчета принята периодичность возведения этажей рамы с интервалом в 9 суток, что фактически соответствует срокам возведения построенного в городе Астрахани здания монолитной гостиницы. За нулевую точку отсчета времени приняты сутки, в которые «зародились» колонны первого этажа, соответственно колонны 2-го этажа «зародились» на 9-е сутки, 3-го этажа – на 18-е и т. д. Время зарождения ригелей: 5-е, 14-е, 23-и сутки и т. д. Учитывая, что к моменту снятия опалубки с монолитного перекрытия и ригеля первого этажа (и фактически к началу его работы под нагрузкой) над ним уже установлены два вышележащих ригеля с перекры-

тиями, принимаем время загрузки очередного ригеля в возрасте 18 суток, т. е. для ригеля и колонны первого этажа от начала отсчета это будут 23-и сутки, для ригеля и колонны второго этажа – 32-е сутки. И так далее, с периодичностью в 9 дней. Ригель последнего, 6-го этажа, зародится на 50-е сутки, работать начнет на 68-е.

4. Учет твердения и ползучести бетона.

Объемы монолитного строительства в последние годы значительно выросли и в России, и за рубежом. Не последнюю роль в монолитном строительстве играет возможность сократить сроки возведения зданий за счет увеличения скорости выполнения бетонных работ (порой скорость достигает 3...5 дней на этаж). Возникает правомерный вопрос: как влияет на НДС конструкций нагружение бетона в ранние сроки, когда его структура еще не полностью сформирована, а прочность и жесткость далеки от нормативных величин?

Программа реализует два варианта расчета: 1 – учет увеличения модуля мгновенной упругости бетона за счет его твердения в процессе «старения», 2 – твердение бетона одновременно с явлениями ползучести.

Изменение модуля упругости бетона в процессе твердения принято по экспоненциальной зависимости [1]:

$$E_b(t) = E_0 \cdot (1 - e^{-at}). \quad (1)$$

Учет ползучести бетона осуществляется при помощи коэффициентов $B_z(t_1, t)$, полученных на основе зависимостей для сжатия и для изгиба [1]. Следует отметить, что в методике [1] подобные коэффициенты используются для уточнения величины напряжений в бетоне и арматуре, для чего упругомгновенные напряжения, вычисленные обычным образом, умножаются на эти коэффициенты. В нашей работе, на основании формулы

$$B_z \sigma_b = B_z (E_b \cdot \varepsilon) = (B_z E_b) \cdot \varepsilon, \quad (2)$$

учет ползучести и твердения бетона возможно производить на каждом этапе нагружения, умножением модуля упругости бетона в соответствующем возрасте $E_b(t)$ на коэффициент $B_z(t_1; t)$:

$$B_z(t_1, t) = 1 - \frac{\gamma \mu E_s n_0 \varphi(t_1)}{1 + \mu n_0 m(t_1)} \int_{t_1}^t e^{-\int_{t_1}^{\tau} \left(\gamma + \frac{\gamma \mu E_s n_0 \varphi(u)}{1 + n_0 \mu m(u)} + \frac{\mu n_0 m'(u)}{1 + \mu m(u)} \right) du} d\tau. \quad (3)$$

В приведенных выражениях:

t_1 – возраст бетона в момент нагружения, t – возраст к моменту наблюдения; μ – коэффициент армирования поперечного сечения; $\varphi(t) = C_0 + A_1/t$ – функция для учета меры ползучести; C_0 – предельное значение меры ползучести для материала; A_1, γ – постоянные параметры меры ползучести; $m(t) = E_s/E_b(t)$ – отношение модулей упругости арматуры и бе-

тона (в возрасте бетона t -дней); n_0 – коэффициент, учитываемый при изгибе ($z = 1$) и при растяжении-сжатии ($z = 2$):

$$n_0 = \begin{cases} 1 + h_s^2 \cdot A_b / I_b, & \text{при } z = 1; \\ 1, & \text{при } z = 2. \end{cases}$$

Примем значения постоянных (для тяжелого бетона естественного твердения): $C_0 = 0,09 \cdot 10^{-7} \text{ кПа}^{-1}$; $\gamma = 0,026$; $A_1 = 4,83 \cdot 10^{-7} \text{ сут/кПа}$; $\alpha = 0,03 \text{ сут}^{-1}$.

Коэффициент B_1 учитывает изгиб, B_2 – растяжение и сжатие. Графики для B_1 и B_2 , в зависимости от возраста бетона при нагружении ($t_1 = 9, 14, 23 \dots 100 \text{ сут.}$), имеют вид (рис. 2):

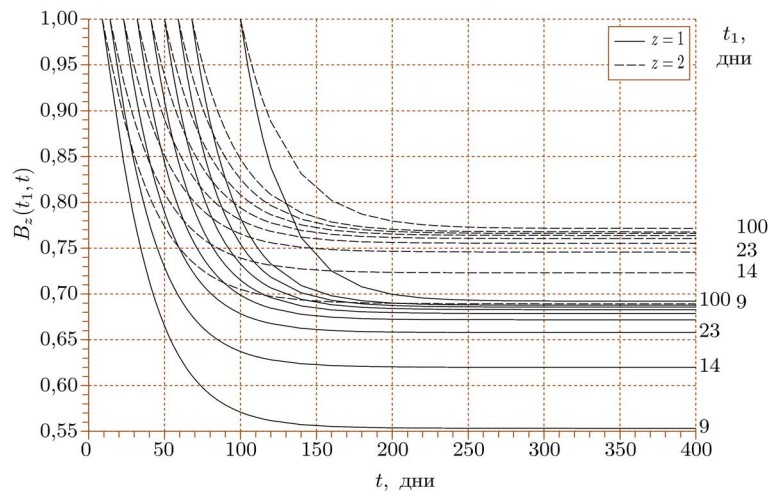


Рис. 2. Коэффициенты ползучести (сплошная линия – B_1 , штриховая – B_2)

Графики модуля упругости бетона в зависимости от возраста бетона в момент нагружения с учетом коэффициентов ползучести приведены на рис. 3.

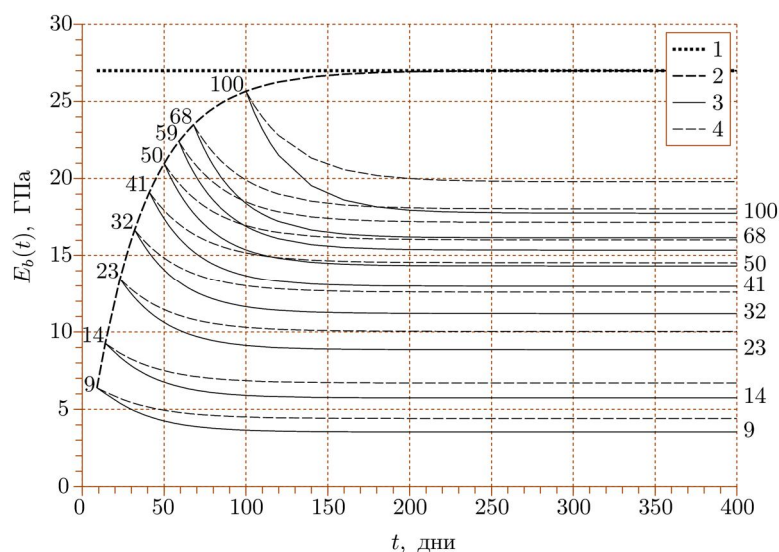


Рис. 3. Модуль упругости бетона E_b : 1 – нормативное значение; 2 – с учетом твердения: $E_b(t) = E_0 \cdot (1 - e^{-at})$; 3 – при изгибе с учетом ползучести: $E_{b_1}(t_1; t) = E_{b_0}(t_1) \cdot B_1(t_1; t)$; 4 – при растяжении-сжатии с учетом ползучести: $E_{b_2}(t_1; t) = E_{b_0}(t_1) \cdot B_2(t_1; t)$

4 – при растяжении-сжатии с учетом ползучести: $E_{b_2}(t_1; t) = E_{b_0}(t_1) \cdot B_2(t_1; t)$

Расчетная жесткость элементов рамы определяется по формулам:

$$EI(t_1; t) = E_{b_1}(t_1; t) \cdot I_b + E_s I_s;$$

$$EA(t_1; t) = E_{b_2}(t_1; t) \cdot A_b + E_s A_s;$$

На рис. 4 представлены графики зависимости жесткости колонны при изгибе и растяжении-сжатии в зависимости от текущего времени и времени загрузки.

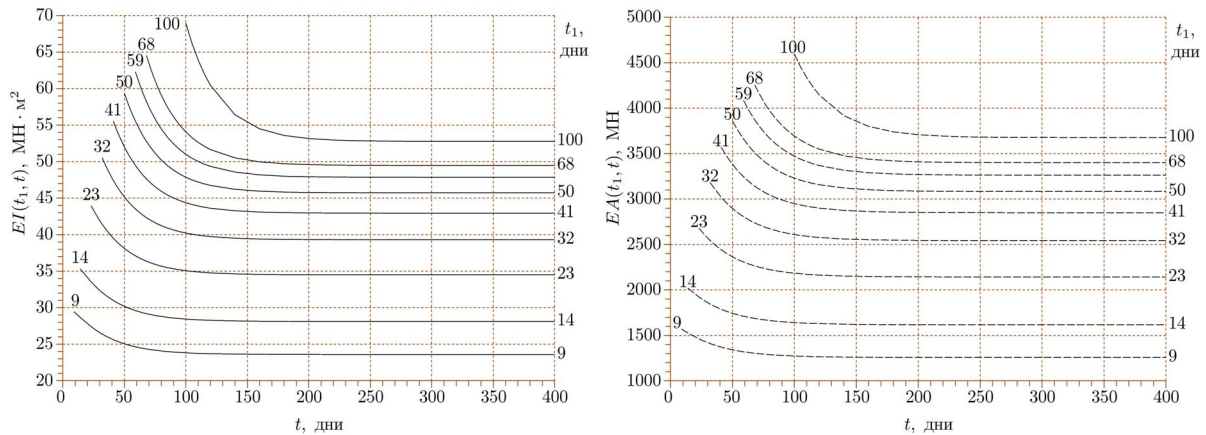


Рис. 4. Зависимость жесткости колонны от текущего времени и времени загрузки: слева – изгибной $EI(t_1; t)$; справа – при растяжении сжатии $EA(t_1; t)$

5. Анализ результатов расчета монолитной рамы.

Предварительно был выполнен тестовый расчет рассматриваемой рамы без учета последовательности нагружения по МКЭ (программа SCAD) и по МСАЭ (рис. 5). Практическое совпадение результатов свидетельствует о правильности расчета по предлагаемой программе. Увеличение изгибающих моментов в колоннах объясняется тем, что расчет выполняется по деформированной схеме: продольные силы с учетом возникающих эксцентриситетов создают дополнительный изгиб.

Результаты расчета для всех рассмотренных вариантов, учитывающих историю нагружения рамы пока только от нагрузок, учитываемых на этапе возведения, представлены на рис. 6.

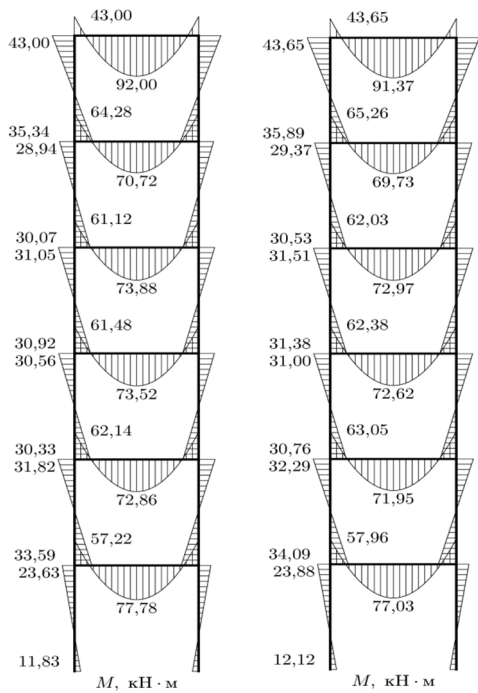


Рис. 5. Эпюры изгибающих моментов в классическом расчете с одновременным нагружением ригелей всех этажей распределенной нагрузкой: слева – вычисленная по МКЭ; справа – вычисленная по МСАЭ с учетом деформации расчетной схемы

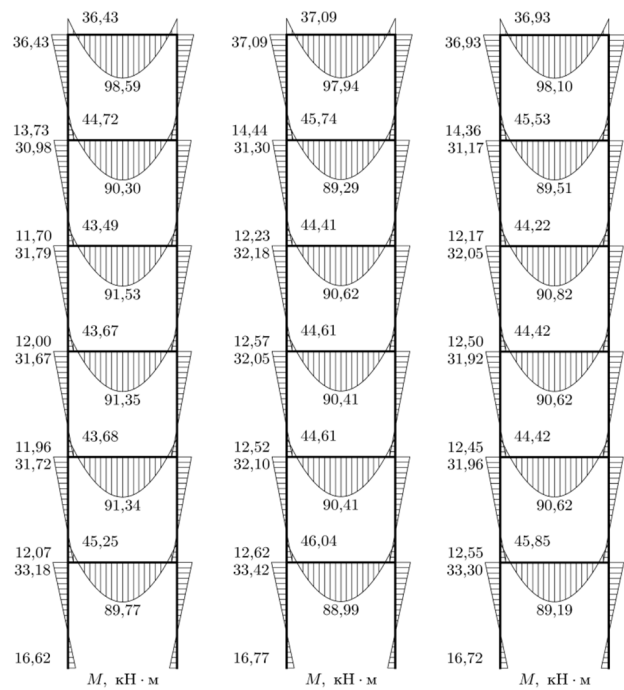


Рис. 6. Эпюры изгибающих моментов с учетом последовательности нагружений: слева – с постоянным $E_b = E_0$; в середине – с учетом твердения бетона; справа – с учетом твердения и ползучести

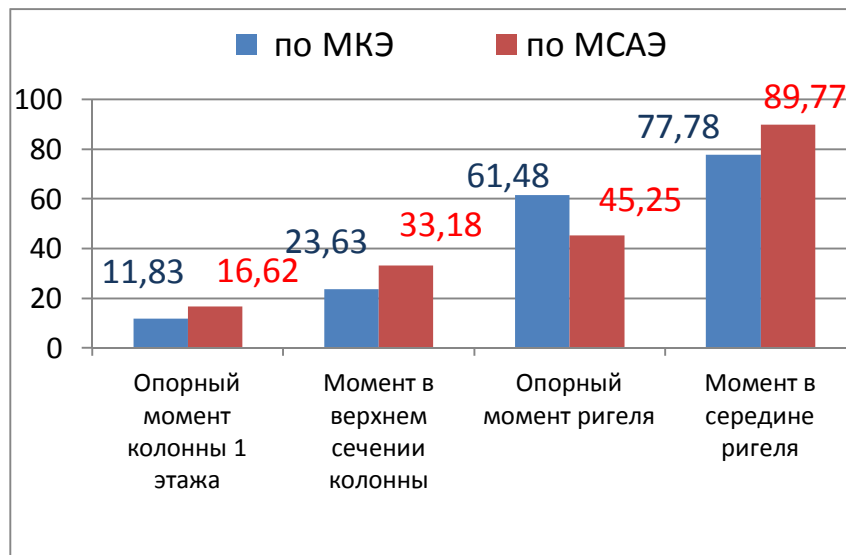


Рис. 7. Расчетные значения изгибающих моментов (в кНм) для подбора сечений колонн и ригелей: синие столбцы – значения, полученные по МКЭ (классический расчет), красные – по МСАЭ с учетом последовательности возведения и нагружения

Как видно из сравнения рис. 5 и 6, наибольшее изменение величины изгибающего момента по сравнению с классическим расчетом произошло в стойках первого этажа – рост опорного момента на 41,7 %, момента в верхнем сечении на 40,4 %, уменьшение опорных моментов ригелей на 20...28 %, одновременный прирост моментов в середине ригелей на 16...24 % (рис. 7).

Из сравнения эпюр на рис. 6 может сложиться представление, что учет твердения и ползучести бетона не дает сколько-нибудь значимого результата, однако это представление неверное. Дело в том, что при достаточно равномерном снижении модуля упругости (в том числе и с учетом коэффициентов ползучести B_1 и B_2) по элементам рамы, внутренние усилия не получают сколько-нибудь заметных изменений, однако прирост перемещений в этом случае будет значительным (рис. 8).

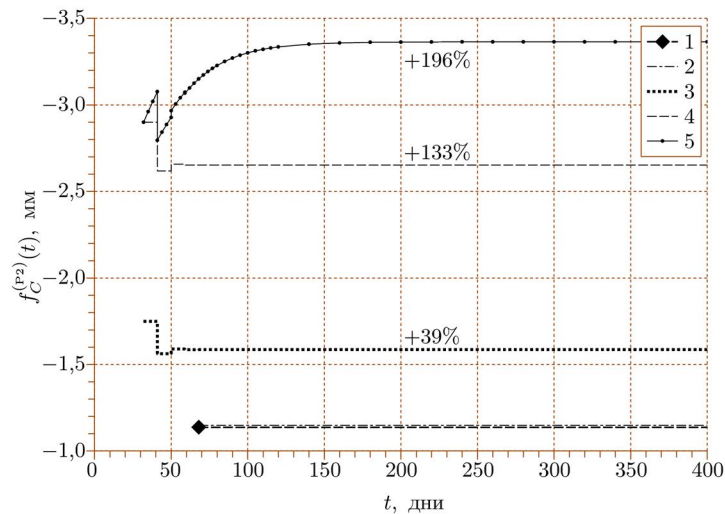


Рис. 8. Стрела прогиба ригеля второго этажа: 1 – по МКЭ; 2 – по МСАЭ (классический расчет); 3 – с учетом последовательности возведения; 4 – с учетом твердения бетона; 5 – с учетом твердения и ползучести бетона

На рис. 8 графики 1 и 2, которые практически совпадают, получены при нагружении 6-ти этажной рамы одновременно на всех этажах равномерно распределенной нагрузкой $q=30$ кН/м. Графики 3–5 учитывают последовательность нагружения. Этим объясняются скачки прогиба в первые дни. Например, ригель второго этажа включился в работу на 32 день, когда с него была снята опалубка, его прогиб получил определенное значение, на 41 день включился в работу ригель третьего этажа, при этом рассматриваемый ригель получил небольшой выгиб вверх, т. е. его прогиб уменьшился; очередной ригель вновь несколько догрузил рассматриваемый.

Анализ напряженного состояния в наиболее нагруженных элементах рамы от нагрузок, учитываемых на этапе возведения, показал значительный прирост напряжений в арматуре опорных сечений колонн и средних сечений ригелей (рис. 9).

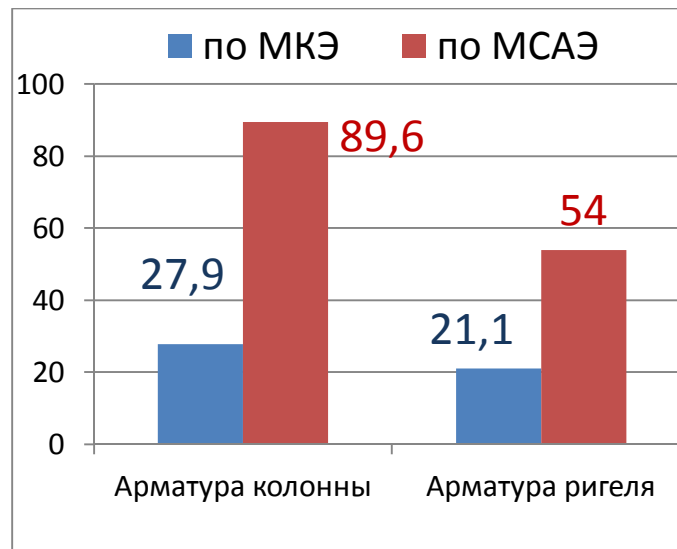


Рис. 9. Напряжения в арматуре опорного сечения колонны и среднего сечения ригеля, МПа (от нагрузок, учитываемых на этапе возведения)

Так, в арматуре, установленной по наружной грани колонны, напряжения, полученные по обычной схеме при нормативном модуле упругости, равны: от продольной силы – 22,46 МПа, от изгибающего момента – 5,44 МПа. Итого 27,9 МПа. С учетом ползучести бетона и изменения его модуля упругости активный рост напряжений прекратился примерно на 150 сутки и составил: от продольной силы – 69,4 МПа, от изгибающего момента – 20,2 МПа, что в сумме составило 89,6 МПа. Таким образом, только от учтенной части постоянной нагрузки напряжения в арматуре колонны получили прибавку в 62 МПа, что для арматуры класса А-III составляет около 20 % ее расчетного сопротивления.

ВЫВОДЫ:

1. Учет последовательности возведения монолитной рамы дает до 40 % расхождения внутренних усилий от нагрузок, учитываемых на этапе возведения, в наиболее нагруженных элементах, по сравнению с определяемыми классическим расчетом. Особую озабоченность вызывают колонны 1 этажа и средние сечения ригелей. В многопролетных рамах также перегружены опорные сечения ригелей крайних пролетов при опирании на средние колонны

2. Учет истории нагружения монолитных железобетонных сооружений, особенно возводимых в короткие сроки, показывает снижение ресурса конструктивной безопасности этих зданий.

3. Предложенная методика учета поэтапного нагружения позволяет выявить величину дополнительных напряжений в арматуре наиболее ответственных элементов конструкций.

4. Увеличение напряжений в рассматриваемых примерах только от учтенной части постоянной нагрузки составило от 50 до 70 МПа, что для арматуры класса А-III соответствует 15...20 % ее расчетного сопротивления.

5. Активный рост напряжений в арматуре, вызванный ползучестью бетона, проявляется до возраста бетона 270–290 суток, что особенно следует учитывать при определении напряженно-деформируемого состояния многоэтажных монолитных конструкций.

Литература

1. Арутюнян, Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Н. Х. Арутюнян. – М. : Гостехиздат, 1952. – 323 с.

2. Шеин, А. И. Метод сеточной аппроксимации элементов в задачах строительной механики нелинейных стержневых систем / А. И. Шеин. – Пенза : ПГУАС, 2005. – 248 с.

3. Завьялова, О. Б. Учет последовательности монтажа конструкций при расчете усилий в рамных системах / О. Б. Завьялова // Известия вузов. Строительство. – 2009. – № 2. – С. 115–122.