

Напомним, что основным средством защиты зданий от прогрессирующего обрушения является резервирование прочности несущих элементов по рассмотренной методике в данной работе.

Необходимо обратить внимание на то, что, не смотря на отсутствие поставленных ограничений по величине раскрытия трещин и прогибов в плитах перекрытий [4], необходимо зарезервировать прочность не только вертикальных несущих конструкций, но и горизонтальных [5-8]. Усиление плит перекрытий установкой дополнительной арматуры, сравнение их прогибов, а также возможные методы предотвращения их разрушения от локального повреждения одной из вертикальных несущих конструкций будет рассмотрено в следующей нашей работе.

Список литературы

1. СТО-008-02495342-2009. Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. Проектирование и расчет.
2. ТСН 31-332-2006. Санкт-Петербург.
3. МГСН 4.19-05. Многофункциональные высотные здания и комплексы. Том II.
4. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия.
5. Завьялова О. Б. Уточнение напряжений в рабочей арматуре монолитных плит безригельных каркасов // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 5. С. 58.
6. Завьялова О. Б. Приближенный расчет многоэтажных зданий на вертикальную нагрузку при образовании карстового провала // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2012. № 38 (297). С. 4–8.
7. Золина Т. В., Садчиков П. Н. Прогнозирование надежности здания при исследовании динамики его напряженно-деформированного состояния // Вестник МГСУ. 2015. № 10. С. 20–31.
8. Пшеничкина В. А., Золина Т. В., Дроздов В. В., Харланов В. Л. Методика оценки сейсмической надежности зданий повышенной этажности // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2011. № 25. С. 50–56.

УЧЕТ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА И ИЗМЕНЕНИЯ ЕГО УПРУГОМГНОВЕННОГО МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ РАСЧЕТЕ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

О. Б. Завьялова, В. И. Новицкая

Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань (Россия)

Предложен алгоритм расчета железобетонных рамных каркасов монолитных зданий с учетом ползучести бетона и изменения его модуля мгновенной упругости по [1]. Рассмотрен пример определения реальных напряжений в арматуре пилонов при учете возраста бетона к моменту нагружения.

Объемы монолитного строительства в последние годы значительно возросли и в России, и за рубежом. Преимущества такого строительства очевидны: независимость от заводов-поставщиков сборной железобетонный

продукции, возможность разнообразить объемно-планировочные и конструктивные решения, не связанные модульной сеткой и ограниченной номенклатурой типовых элементов, возможность сократить сроки возведения зданий благодаря увеличению скорости выполнения бетонных работ применение легко монтируемых инвентарных опалубок. Поверхность получается хорошего качества, как на вертикальных, так и на горизонтальных плоскостях, не требуется выполнение штукатурных работ.

Рассмотрим изменение НДС вертикального железобетонного элемента несущего остова проектируемого в Астрахани 18-этажного здания административно-гостиничного комплекса. Поскольку объект находится в стадии проектирования, этап нагружения принят равным 7 суток.

Конструктивная схема здания – стоечно-плитная, ригельная. Стойки размерами 800×800 мм армированы продольными стержнями и поперечными хомутами, монолитные плиты имеют толщину 250 мм.

Проведем расчет рядовой стойки цокольного этажа. Поперечное сечение 800×800 мм, продольная арматура -16Ø20 А500, $A_s = 50,27 \text{ см}^2$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, класс бетона по прочности – В30, $A_b = 6400 \text{ см}^2$, $E_b = 3,24 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Предварительно вычислим упругомгновенные напряжения в бетоне и арматуре от действия единичной центральной сжимающей силы $N=1$, приложенной в возрасте бетона x . Эти напряжения должны удовлетворять следующему условию:

$$N = \sigma_s A_s + \sigma_b A_b . \quad (1)$$

С учетом равенства относительных продольных деформаций арматуры и бетона в упругой стадии работы имеем:

$$N = \varepsilon E_s A_s + \varepsilon E_b A_b = \varepsilon (E_s A_s + E_b A_b) , \quad (2)$$

откуда

$$\varepsilon = N / (E_b A_b + E_s A_s) . \quad (3)$$

Тогда

$$\sigma_b = \varepsilon E_b = N E_b / (E_s A_s + E_b A_b) , \quad (4)$$

$$\sigma_s = \varepsilon E_s = N E_s / (E_s A_s + E_b A_b) . \quad (5)$$

Для модуля мгновенной деформации бетона воспользуемся экспоненциальной зависимостью:

$$E(x) := E_0 \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot x}) , \quad (6)$$

где $E_0 = E_b = 3,24 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $\alpha = 0,03 \text{ сут}^{-1}$.

Нагрузка от вышележащих покрытий приложена к стойке в возрасте бетона 23 дня и затем прикладывается равными порциями каждые 7 суток. Согласно правилам выполнения монолитных перекрытий, требуется, чтобы под вновь возводимым перекрытием было не менее двух перекрытий, воспринимающих его вес через телескопические стойки. Таким образом, при укладке бетона в перекрытие над цокольным этажом его вес передавался непосредственно на грунт. Затем были возведены стойки первого этажа, и

установлены опоры для устройства монолитного перекрытия над первым этажом. Его нагрузка при этом также передавалась на грунт через систему опорных стоек. Затем для подготовки к бетонированию следующего перекрытия около 80 % стоек из цокольного этажа были демонтированы и переданы наверх для устройства подмостей перекрытия над 2-м этажом. Таким образом, колонна цокольного этажа в возрасте бетона 23 дня фактически стала воспринимать нагрузку от веса двух перекрытий, что с приходящейся на него расчетной площади составило 600 кН.

Определим начальные напряжения в бетоне и арматуре. Модуль мгновенной деформации бетона на 23-й день составил $E(x=23) = 1,62 \cdot 10^4$ МПа, начальные напряжения в бетоне 0,855 МПа, в арматуре – 10,55 МПа.

В таблице 1 приведены результаты расчета модуля упругомгновенной деформации бетона, напряжения в бетоне и арматуре колонны от сжимающей силы 1 МН, приложенной в возрасте бетона 23, 30, 37...142 суток. Расчет выполнен с использованием программы MathCad.

Таблица 1

Изменение модуля упругомгновенной деформации бетона и соответствующих ему напряжений в бетоне и арматуре от сжимающей силы 1 МН

<i>Возраст бетона, x, сут.</i>	<i>E(x), МПа</i>	<i>$\sigma_b(x)$, МПа</i>	<i>$\sigma_s(x)$, МПа</i>
23	$1,62 \cdot 10^4$	1,424	17,586
30	$1,929 \cdot 10^4$	1,445	14,983
37	$2,179 \cdot 10^4$	1,457	13,377
44	$2,382 \cdot 10^4$	1,466	12,308
51	$2,546 \cdot 10^4$	1,472	11,56
58	$2,68 \cdot 10^4$	1,476	10,017
65	$2,788 \cdot 10^4$	1,479	10,612
72	$2,875 \cdot 10^4$	1,482	10,306
79	$2,946 \cdot 10^4$	1,483	10,07
86	$3,004 \cdot 10^4$	1,485	9,887
93	$3,05 \cdot 10^4$	1,486	9,743
100	$3,088 \cdot 10^4$	1,487	9,629
107	$3,119 \cdot 10^4$	1,488	9,539
114	$3,144 \cdot 10^4$	1,488	9,467
121	$3,164 \cdot 10^4$	1,489	9,41
128	$3,18 \cdot 10^4$	1,489	9,364
135	$3,193 \cdot 10^4$	1,489	9,327
142	$3,204 \cdot 10^4$	1,49	9,297

Вычислим напряжения в бетоне и арматуре с учетом ползучести бетона и изменением модуля упругомгновенной деформации по формулам, полученным Н.Х. Арутюняном [1].

Согласно [1], если мера ползучести бетона задана уравнением $C(t, \tau) = \varphi(\tau)(1 - e^{-\gamma(t-\tau)})$, $\phi(x) := \frac{A_1}{x} + C_0$, то поправочный коэффициент к напряжению в арматуре в любой момент времени $\tau > t$ определится выражением:

$$Z_1(t) := 1 + \frac{\gamma \cdot E_a \cdot \phi(\tau_1)}{m(\tau_1) \cdot (1 + \mu \cdot m(\tau_1))} \cdot \int_{\tau_1}^t e^{-\int_{\tau_1}^{\tau} \left[\gamma \cdot \left(\frac{E_a \cdot \phi(x)}{1 + \mu \cdot m(x)} \right) + \frac{\mu \cdot \left(\frac{d}{dx} m(x) \right)}{1 + \mu \cdot m(x)} \right] dx} d\tau, \quad (7)$$

где C_0 – предельное значение меры ползучести для материала; A_1, γ – постоянные параметры меры ползучести; τ_1 – возраст бетона, в котором к нему прикладывается нагрузка; $m(x) = E_s/E_x$ – отношение модулей упругости арматуры и бетона (в возрасте бетона x суток); μ – коэффициент армирования.

Примем значения: $C_0 = 0,09 \cdot 10^{-7}$ кПа $^{-1}$; $\gamma = 0,026$; $A_1 = 4,8310^{-7}$ сут/кПа; $\tau_1 = 23, 30, 37 \dots 142$ сут; $\mu = 8,93 \cdot 10^{-4}$; $\alpha = 0,03$ сут $^{-1}$.

На 23 день прикладывается нагрузка 600 кН. Начальные напряжения в арматуре – 10,552 МПа. Так как бетон является «стареющим» материалом, наибольший прирост напряжений в арматуре за счет ползучести и изменения модуля упругости бетона происходит в молодом возрасте, а именно в первые 180 суток с момента зарождения. Реальные напряжения в любой момент времени получим, умножая мгновенные напряжения в арматуре на коэффициент $Z_1(t)$. График изменения напряжений в арматуре $A_1(t) = \sigma_a Z_1(t)$ с учетом формулы (4) для первого этапа нагружения показан на рис. 1.

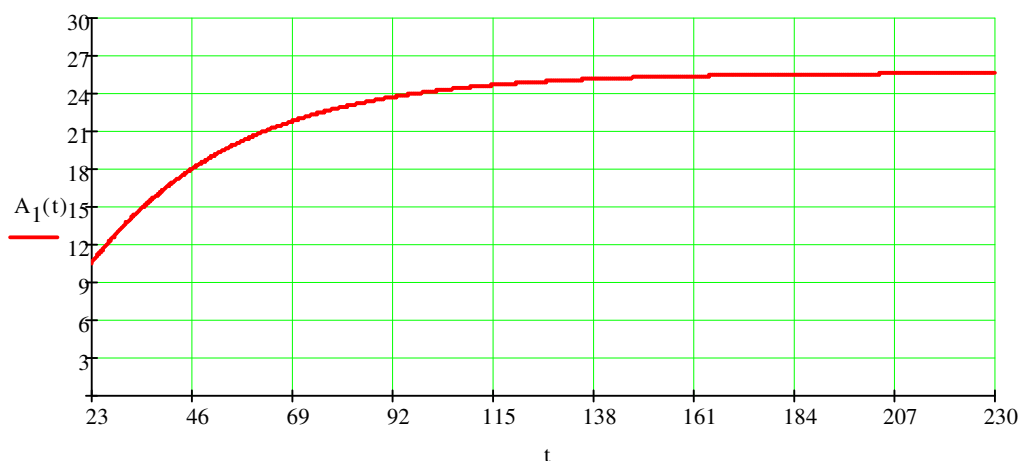


Рис. 1. График изменения напряжений в арматуре пилона от нагрузок первого этапа

Наибольший уровень напряжений, достигнутый арматурой в возрасте бетона 180 суток, равен 25,89 МПа, что превышает начальные напряжения в 2,45 раза.

На 30-й день прикладывается нагрузка следующего этажа – 300 кН. Дополнительные начальные напряжения в арматуре – 5,276 МПа. График для второго этапа нагружения $A_2(t)$ представлен на рис. 2. На участке от 1-го до 29-го дня горизонтальная нулевая линия – напряжения второго этапа пока отсутствуют. Первоначальные значения напряжений 5,276 МПа вырастают к 180 суткам до 13,95 МПа.

Сумма трех первых этапов нагружения представлена на рис. 3.

Таким образом, получаем функции (а при необходимости наглядного отображения результатов – и графики) напряжений арматуры колонны. С учетом всех этапов нагружения в процессе возведения монолитного остова окончательный график роста напряжений в арматуре пилона представлен на рис. 4.

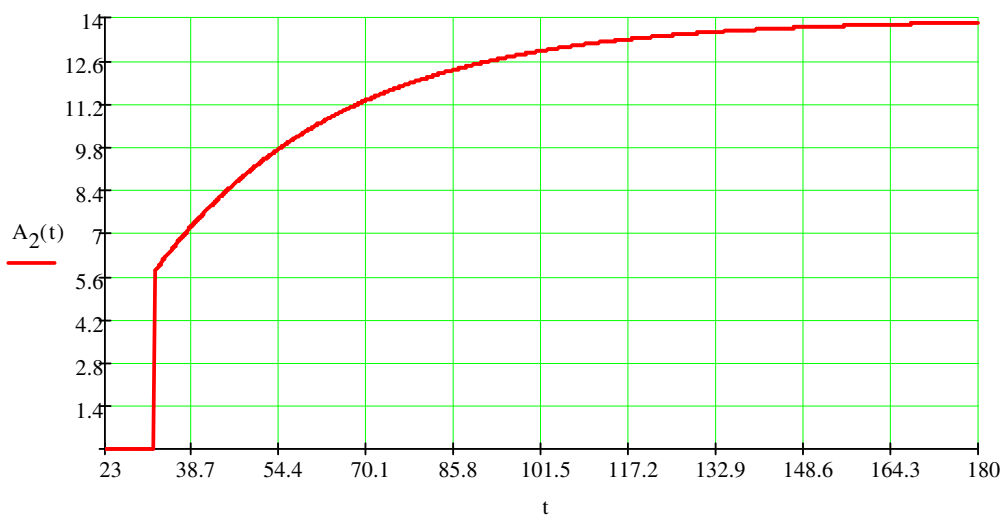


Рис. 2. График изменения напряжений в арматуре пилона от нагрузок второго этапа

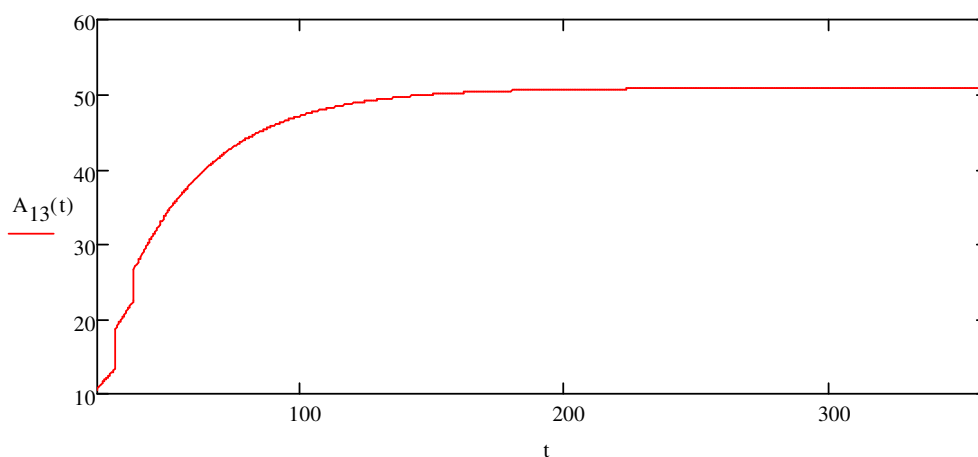


Рис. 3. Сумма трех первых этапов нагружения

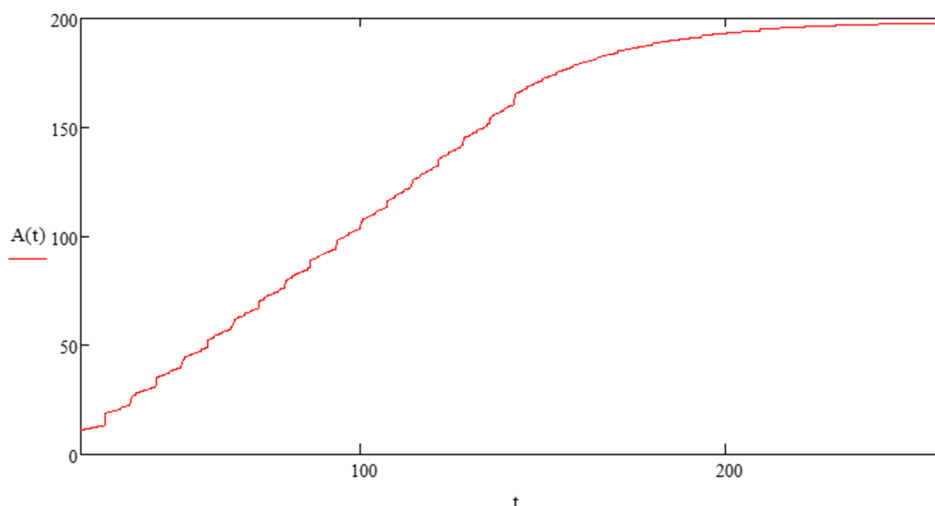


Рис. 4. График изменения напряжений в арматуре пилона от веса каркаса

Как видим, наибольшие напряжения в арматуре достигают значений 200 МПа. Без учета ползучести бетона и изменения его модуля упругомгновенной деформации напряжения в арматуре при заданной нагрузке достигли бы 59,7 МПа. Результаты показывают, что реальные сжимающие напряжения в арматуре этого элемента будут в 3,3 раза больше, чем полученные при обычном прочностном расчете по формуле (5). Исследования авторов [5–7] показывают, что использование пластификаторов, суперпластификаторов и ускорителей бетона, применяемых в монолитном строительстве, не только не уменьшает ползучесть бетона, но и усиливает ее, особенно при раннем нагружении бетона.

Список литературы

1. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М. : Гостехиздат, 1952. 323 с.
2. Завьялова О. Б. Учет истории нагружения монолитных железобетонных плитно-стержневых систем при определении напряженного состояния их элементов. // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 58–61.
3. Завьялова О. Б. Уточнение напряжений в рабочей арматуре монолитных плит безригельных каркасов, возводимых с ускорением сроков строительства, при учете реального модуля упругости и ползучести бетона раннего возраста // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 5. С. 50–54.
4. Шеин А. И., Завьялова О. Б. Расчет монолитных железобетонных каркасов с учетом последовательности возведения, физической нелинейности и ползучести бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 8. С. 29–31.
5. Каримов И. Ш. Механизм ползучести бетона и факторы, влияющие на нее (обзор) // Технологии бетонов. 2011. № 3–4. С. 61–65.
6. Brooks J. J. How Admixtures Affect Shrinkage and Creep // Concrete International. April 1999. P. 35–38.
7. Ramachandran V. S. Concrete Admixtures Handbook. 2nd Edition; Noyes Publications; Park Ridge, New Jersey, USA, 1995. 1153 p.