

УДК 624.075

А.К.ЛАПЧИНСКИЙ, Е.А.ЧИСТЯКОВ

РАСЧЕТ ГИБКИХ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СХЕМАХ НАГРУЖЕНИЯ

При оценке несущей способности гибких сжатых железобетонных элементов по нормативной методике влияние прогиба учитывается коэффициентом η независимо от схемы нагружения. Такой подход значительно упрощает расчет, так как рассматривается самая невыгодная схема нагружения. Однако при этом вносится погрешность в некоторый запас несущей способности стоек, нагружение которых отличается от "чистого" внецентренного сжатия. В то же время нормативной методикой расчета не учитывается влияние многократно-повторных режимов нагружений, что при высоких уровнях повторов может привести к погрешности противоположного знака.

Для уточнения этих вопросов были проведены экспериментально-теоретические исследования железобетонных предварительно напряженных стоек кольцевого сечения при комбинированных схемах и режимах нагружений, характерных для колонн одноэтажных промышленных зданий. Испытано 23 образца гибкостью $\lambda = l_0 / i = 120, 105$ и 78 , диаметром 310 мм, армированных 8 или 12 распределенными по сечению стержнями Ат VI $\varnothing 10$ мм. Арматура предварительно напрягалась на форму групповым методом. Уровни обжатия бетона $\gamma = \sigma_{вр} / R_b$ находились в пределах $0 \dots 0,33$. Испытания проводились на сжатие в сочетании с поперечным изгибом при осевом или внецентренном приложении продольной нагрузки. Поперечная нагрузка прикладывалась к середине образцов по многократно-повторному знакопеременному или однократному кратковременному режиму. Нагружение осуществлялось в устройстве, предложенном авторами [1] и в дальнейшем усовершенствованном [2]. Схемы опирания и нагружения опытных стоек соответствовали расчетным схемам, приведенным на рис. 1, а–в. Начальные максимальные относительные эксцентриситеты e_0 / i находились в пределах $0,59 \dots 1,1$. Число повторных нагружений варьировалось от 1 до 54. Уровни повторов составляли $0,35 \dots 0,94$ от разрушающего момента. Основные параметры опытных образцов и результаты испытаний, характеризующие несущую способность опытных стоек, приведены в [3]. На базе полученного экспериментального материала, а также данных [4, 5] выполнены приведенные ниже уточнения нормативной методики, касающиеся учета прогиба при расчете несущей способности гибких сжато-изогнутых стоек.

Известно, что для гибких стоек зависимость прогиба от схемы нагружения может быть учтена при определении коэффициента η по выражению

$$\eta = 1 + \varphi_f (\eta_0 - 1), \quad (1)$$

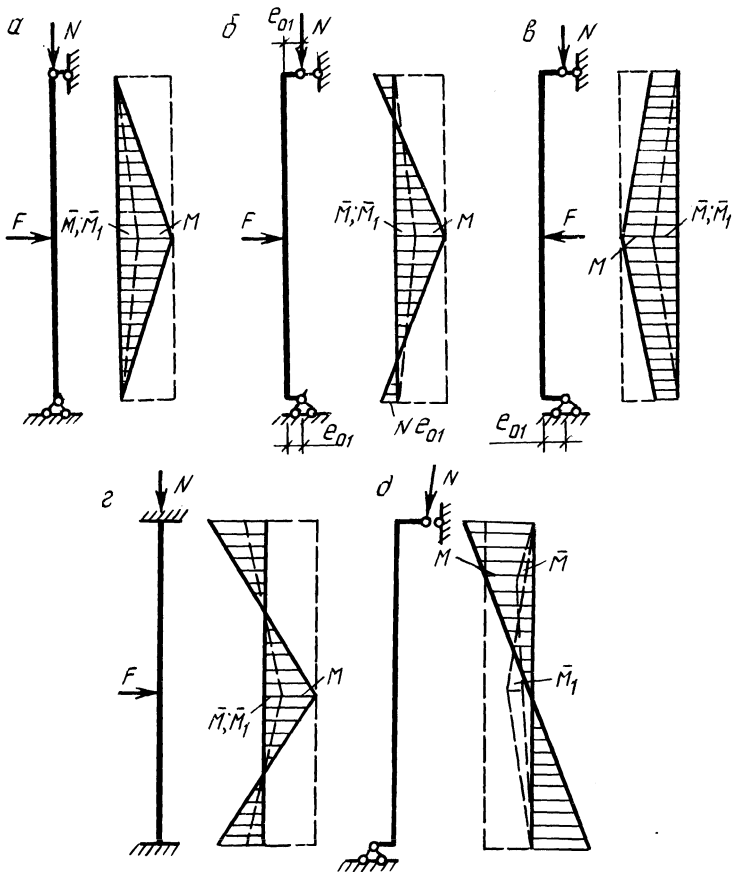


Рис. 1. Расчетные схемы к определению коэффициента φ_f

где η_0 — коэффициент, вычисленный по нормативной методике (без учета схемы нагружения).

Для сжато-изогнутых стоек из упругого материала, нагруженных по схеме, приведенной на рис. 1, а, коэффициент φ_f равен $2/\pi$. Для аналогично нагруженных железобетонных образцов значения φ_f , полученные обратными вычислениями из опытных данных, в среднем близки к 0,5. При других возможных схемах φ_f может изменяться от 1 до значений, близких к нулю. Анализ результатов испытаний показал, что этот коэффициент можно выразить через отношение прогибов стойки при начальной грузовой и условной прямоугольной эпюрах моментов с равными значениями жесткостей и максимальных моментов:

$$\varphi_f = \frac{\varphi_\lambda \int_0^l M_{act} \bar{M} dx}{M \int_0^l \bar{M}_1 dx}, \quad (2)$$

или при использовании правила Верещагина

$$\varphi_f = \frac{\varphi_\lambda \sum_0^1 M_{act} A}{MA_1}, \quad (3)$$

где M_{act} — начальный изгибающий момент от действующих нагрузок; M — ордината начального момента в расчетном сечении стойки от действующих нагрузок; \bar{M} — момент от единичной силы, приложенной в расчетном (рассматриваемом) сечении стойки по направлению прогиба; M_1 — то же, от единичной силы, приложенной к стойке так, чтобы ее прогиб был максимальным; A — площадь эпюры моментов \bar{M} ; A_1 — площадь эпюры моментов \bar{M}_1 ; $\sum_0^1 M_{act} A$ — произведение начальной грузовой M_{act} и единичной \bar{M} эпюр моментов.

Для схем, изображенных на рис. 1, а, з, коэффициент $\varphi_f = 0,667 \varphi_\lambda$, а для схемы на рис. 1, б, если разрушение произойдет в середине стойки, $\varphi_f = \varphi_\lambda (2M - Ne_0)/(3M)$. Если же положение расчетного сечения заранее неизвестно, как, например, для схем рис. 1, д и рис. 1, б при несимметричном расположении силы F , оно может быть найдено итерационными вычислениями с использованием (2) или (3). Поправочный коэффициент φ_λ выражает выявленную для опытных стоек незначительную зависимость коэффициента φ_f от гибкости:

$$\varphi_\lambda = 0,33 + \sqrt{\frac{18,3i}{l_0}} \leq 1. \quad (4)$$

Однако, учитывая, что с увеличением гибкости стоек доля прогиба в расчетном эксцентриситете возрастает нелинейно, при проектировании целесообразно принимать $\varphi_\lambda = 1$.

При определении критической силы N_{cr} используется коэффициент $\delta_e = e_0/h \geq \delta_{e\min}$. В руководстве по проектированию центрифугированных элементов кольцевого сечения δ_e выражается аналогично, как отношение начального эксцентриситета e_0 к наружному диаметру поперечного сечения d_1 без учета толщины кольца.

Для проверки правомерности такого подхода были получены опытные значения поправки к жесткости δ , как это показано в [6, см. (57)], и соответствующие им значения δ_e , которые оказались в среднем близки к $e_0/(3,46i)$, что несколько ниже e_0/d_1 . Теоретически отношение d_1/i может находиться в пределах 2,833...4, поэтому из-за неучета особенностей поперечного сечения несущая способность полых стоек, вычисленная по нормативной методике, может оказаться как завышенной, так и заниженной. Однако для рекомендуемых при проектировании соотношений диаметра полости и наружных размеров поперечных сечений центрифугированных элементов отмеченная погреш-

ность невелика и может быть практически исключена, если коэффициент δ_e выразить через радиус инерции:

$$\delta_e = e_0 / (3,46i). \quad (5)$$

Опытами подтверждено положительное влияние продольного предварительного напряжения исследуемых стоек на их деформативные и прочностные характеристики. Сравнение данных по испытаниям предварительно напряженных колец-коротышей и контрольных призм показало, что бетон, отформованный на ременной центрифуге, упрочнился за счет предварительного обжатия. Повышение призмной прочности и модуля упругости бетона достигало 10...20 % в зависимости от уровня обжатия $\gamma = \sigma_{вр} / R_b$, что с удовлетворительной точностью может быть учтено по [7].

Из экспериментального материала были получены опытные значения коэффициента φ_p , учитывающего предварительное напряжение в N_{cr} [3]. Для стоек кольцевого сечения φ_p зависит в основном от уровня обжатия бетона и относительного эксцентриситета. Эта зависимость близка к нормативной:

$$\varphi_p = 1 + \Delta_{\varphi p} \frac{\sigma_{бр}}{R_b} \frac{e_0}{i}, \quad (6)$$

где $\Delta_{\varphi p} = 5,8$; $e_0/i \leq 4$.

Влияние режимов поперечных нагружений на несущую способность стоек оценивалось из опытных данных непосредственно по снижению F_{max} , а также по динамике нарастания прогибов, продольных деформаций, кривизны наиболее нагруженных сечений и косвенным путем по результатам сопоставления опытной и теоретической несущих способностей стоек. До появления в стойках нормальных трещин воздействие повторов как положительного, так и отрицательного направлений практически не было заметным. Первое нагружение отрицательного направления, приводящее к образованию трещин в последующем в сжатой зоне бетона, увеличивает прогибы сильнее, чем однозначные повторы. В определенной степени это объясняется тем, что нагружения в противоположных направлениях приводят к образованию сквозных нормальных трещин, что исключает работу над ними растянутого бетона. Для неперегруженных стоек влияние повторов имело затухающий характер и проявлялось в основном при первых 3–5 нагружениях. По мере увеличения уровней M_n/M_u несколько большее воздействие на снижение несущей способности образцов оказывают повторные нагружения положительного, совпадающего с разрушающей нагрузкой, направления, что хорошо заметно при $M_n/M_u \geq 0,9$. В этом случае максимальные значения усилий F_{max} на последнем этапе нагружения снижались до 7...17 % [3]. Проведенные на базе опытного материала вычисления показывают, что при расчете гибких сжатых железобетонных элементов по нормативной методике влияние немногочисленных повторов однозначного и знакопеременного режимов может быть учтено введением в выражение N_{cr} коэффициента φ_n :

$$N_{cr} = \frac{8E_b}{l^2} \left[\frac{I}{\varphi_1 \varphi_n} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e / \varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha_s^2 \right], \quad (7)$$

где

$$\varphi_n = 1 + 2,8 \left(\frac{M_n}{M_u - M_n} - 1,4 \right) \frac{M_{\delta n}}{10^2 M_u} \sqrt{\frac{n-1}{n} \frac{(n-1) M_{\delta n}}{10^2 M_u}} \geq 1; \quad (8)$$

M_n — абсолютное значение начального изгибающего момента в расчетном сечении при верхнем уровне повторных нагружений (при проектировании — от нагрузок нормативных значений) (рис. 2); $M_{\delta n}$ — начальный момент от повторных нагрузок; M_u — начальный момент в расчетном сечении от разрушающих нагрузок (при проектировании — от расчетных); n — общее число нагружений в положительном и отрицательном направлениях.

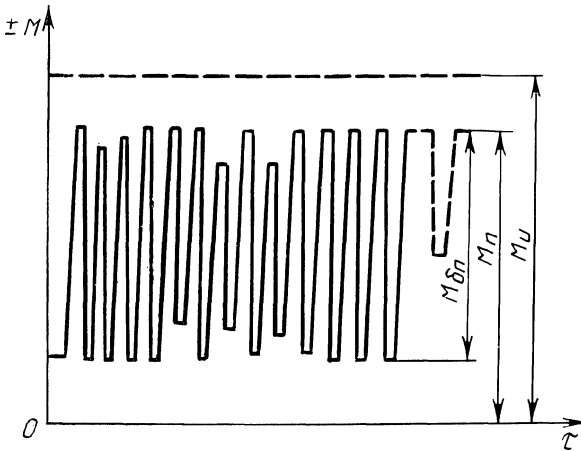


Рис. 2. Характеристики M_n , $M_{\delta n}$ и M_u к определению коэффициента φ_n (τ — расчетный период воздействия повторов)

В выражении (8) сомножитель под корнем условно отражает зависимость влияния N_{cr} от числа нагружений. Учитывая отсутствие экспериментов с большим числом циклов нагружений, необходимо ограничить область применения формулы (8) для случаев, когда $n \leq 200$.

Сравнение опытных данных, приведенных в [3], с результатами расчетов показало, что при использовании выражений (1) — (8) и учета упрочнения бетона от предварительного напряжения отношение опытной несущей способности к теоретической составило 1,05 при коэффициенте вариации $C_v = 0,112$, а при расчете по СНиП 2.03.01—84 без корректировки соответственно 1,55 и 0,283. Удовлетворительно согласуются с опытными данными и расчеты сжато-изогнутых и внецентренно сжатых стоек кольцевого сечения [4, 5], а также для конструкций сплошного прямоугольного сечения [8], испытанных на внецентренное сжатие при противоположных по направлению опорных эксцентриситетах по схеме, изображенной на рис. 1, д.

Приведенные выше дополнения к нормативной методике позволяют более точно оценивать несущую способность гибких сжатых железобетонных конструкций при комбинированных схемах и режимах нагружений, распространенных в практике проектирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. А.с. 742736 (СССР). В.Г.Казачек, Т.М.Пецольт. Устройство для испытания строительных конструкций горизонтальной нагрузкой. 2. А.с. 1275247 (СССР). А.К.Лапчинский, П.А.Акопов, Э.В.Саркисян. Устройство управления для испытания строительных конструкций. 3. Лапчинский А.К. Несущая способность и деформативность гибких сжатых железобетонных центрифугированных элементов при кратковременных знакопеременных нагружениях: Дис. ... канд. техн. наук. — Мн., 1988. — 287 с. 4. Клоков А.Г., Таль К.Э., Чистяков Е.А. Исследования несущей способности гибких внецентренно сжатых железобетонных элементов кольцевого сечения и некоторые предложения по их расчету: Вопр. соврем. стр-ва //Вестн. Львов. политехн. ин-та. — Львов, 1965. — С. 35—48. 5. Лебедев Л.Н. Исследование несущей способности и трещиностойкости гибких преднапряженных железобетонных элементов кольцевого сечения: Дис. ... канд. техн. наук. — Днепропетровск, 1975. — 197 с. 6. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А.А.Гвоздева. — М., 1978. — С. 69—75. 7. Папинигис В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния бетона и железобетона, ранее подвергнутого длительному нагружению: Дис. ... канд. техн. наук. — Вильнюс, 1982. — 194 с. 8. Чистяков Е.А., Нисканен И. К расчету прочности стеновых железобетонных панелей // Жилищ. стр-во. — 1968. — № 11. — С. 14—15.

УДК 624.075.234.012.45.001.4

В.А.КЛЕВЦОВ, Ю.И.САДОВСКИЙ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ТОРЦОВЫХ ЗОН ШАРНИРНО ОПЕРТЫХ КОЛОНН ПОЛОГО СЕЧЕНИЯ

В связи с необходимостью применения центрифугированных колонн в каркасах зданий с диафрагмами жесткости [1] в Белорусском политехническом институте были проведены экспериментальные исследования торцовых зон шарнирно опертых колонн полого сечения с ядром замоноличивания во внутренней полости на участке ограниченной длины у торца [2].

Исследования проводились на опытных образцах, представляющих собой фрагменты центрифугированных колонн кольцевого сечения длиной 1000 мм и наружным диаметром 500 мм с бетонным ядром разной высоты (табл. 1). На центральное сжатие образцы испытывались торцовой зоной вверх.

Все испытанные образцы были разделены по сериям. В серию "А" вошли образцы с одинаковыми поперечным армированием и высотой бетонного ядра. Цель испытаний образцов этой группы — уточнение схемы разрушения образцов кольцевого сечения с бетонным ядром без специального поперечного армирования в зоне ядра.

Образцы серии "Б" были изготовлены с минимально возможным по СНиП 2.03.01—84 шагом спиральной арматуры в зоне ядра и высотой ядра, составляющей 0,8...1 диаметра образцов.