1977. – 16 с.

9.Дмитренко А.О. Експериментальне дослідження залізобетонних балок по похилому перерізу // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПДТУ, 2000. – Вип.6. Ч.2. – С. 87-90.

10.Marzouk, H. and Hussein, A. Experimental Investigation on the Behaviour of High-Strength Concrete Slabs. ACI Structural Journal, Nov.-Dec., V. 88, No. 6, 1991, pp. 701-713.

11.D. Tuan Ngo. Electronic Journal of Structural Engineering, 1 2001.

Отримано 12.09.2010

УДК 624.042 : 624.072

О.А.ШКУРУПІЙ, О.О.ГОЛОВ, Д.М.ЛАЗАРЄВ, кандидати техн. наук
Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ СТОЯКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Одержано результати теоретичних розрахунків несучої здатності стояків залізобетонних рам промислових будівель за методикою [1]. Коефіцієнти приведення довжин у розрахунках приймались за даними таблиці 32 [1], а також з розрахунку за методом переміщень аналітично та з використанням програмних комплексів.

Получены результаты теоретических расчетов несущей способности стоек железобетонных рам промышленных зданий по методике [1]. Коэффициенты приведения длин в расчетах принимались по данным таблицы 32 [1], а также из расчета по методу перемещений аналитически и с использованием программных комплексов.

Theoretical analyses results for reinforced concrete column strength was obtained. Routine of [1] was used. Effective length coefficients were determined using table 32 [1] and displacement method analytically and by means of structural engineering software.

Ключові слова: залізобетонна колона, несуча здатність, умовна критична сила, коефіцієнт приведення довжини, розрахункова довжина.

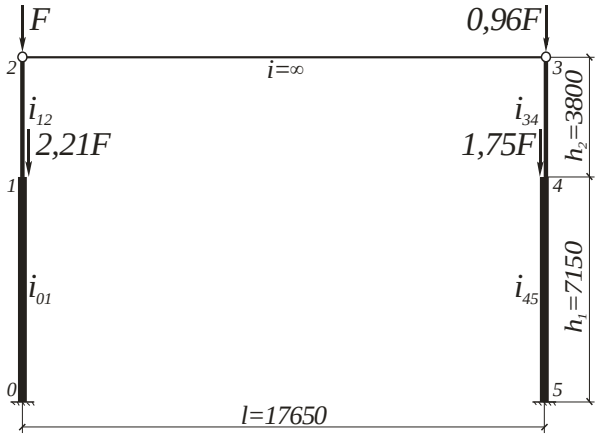
При визначенні несучої здатності залізобетонних колон промислових будівель норми [1] рекомендують визначати значення розрахункових довжин за результатами розрахунку рам з урахуванням деформованої схеми. Причому пункт 3.25 *б* допускає приймати розрахункову довжину колон за табл.32. Як показують дослідження [4-6], методика норм [1] для визначення несучої здатності гнучких залізобетонних колон, що обчислена за значеннями розрахункових довжин, наведених у табл.32, дає завищені результати.

Підтвердження цих результатів було одержано авторами при розрахунках несучої здатності залізобетонних колон існуючої будівлі прирельсового складу Бориспільського комбінату будівельних матеріалів на основі методу переміщень, з урахуванням деформованої схеми рами.

Метою роботи є визначення несучої здатності залізобетонних колон промислових будівель із значною гнучкістю та порівняння ре-

зультатів розрахунків їх несучої здатності за методикою [1] при значеннях коефіцієнтів приведеної довжини, одержаних на основі методу переміщень, програмних засобів та значень, що наведені в табл.32 [1].

При визначенні несучої здатності залізобетонних колон існуючої будівлі прирельсового складу Бориспільського комбінату будівельних матеріалів за методикою [1, 2] значення коефіцієнтів приведення довжин ділянок двогілкових колон приймались згідно з табл.32 [1]: для надкранової частини $\mu_{12} = \mu_{43} = 2,0$; для підкранової частини $\mu_{01} = \mu_{45} = 1,5$ (рисунок). Навантаження на раму обчислювались за нормами [3].



Розрахункова схема стиснутої рами на стійкість

За результатами розрахунку на стійкість такої рами методом переміщень в розгорнутій формі з урахуванням реальних жорсткостей її елементів і навантажень були отримані значення коефіцієнтів приведення довжин (розрахункової довжини) надкранової та підкранової частин колон, які відрізняються від наведених у табл.32 [1] і дорівнюють відповідно $\mu_{12} = 4,4; \mu_{43} = 4,9$; $\mu_{01} = 2,5; \mu_{45} = 2,8$.

Рівняння втрати стійкості такої рами за методом переміщень у розгорнутій формі має вигляд:

$$\begin{vmatrix} \bar{\alpha}_{12} + 2\xi_2\alpha_{10} & 0 & \bar{\alpha}_{12} - 1{,}108\xi_2(\alpha+\beta)_{10} & 0 & -\bar{\alpha}_{12} \\ & \xi_3\bar{\alpha}_{34} + 2\xi_4\alpha_{45} & 0 & \xi_3\bar{\alpha}_{34} - 1{,}108\xi_4(\alpha+\beta)_{45} & -\xi_3\bar{\alpha}_{34} \\ & & \bar{\gamma}_{12} + 0{,}614\xi_2\gamma_{10} & 0 & -\bar{\gamma}_{12} \\ & \textit{симетрично} & & \xi_3\bar{\gamma}_{34} + 0{,}614\xi_4\gamma_{45} & -\xi_3\bar{\alpha}_{34} \\ & & & & \bar{\gamma}_{12} + \xi_3\bar{\gamma}_{34} \end{vmatrix} = 0,$$

де $\xi_1 = i_{12}/i_0 = 1$; $\xi_2 = i_{10}/i_0 = 1,257$; $\xi_3 = i_{34}/i_0 = 1,184$;
$\xi_4 = i_{45}/i_0 = 1,257$; i_0 – базова приведена погонна жорсткість стержня 1-2 (рисунок).

Результати розрахунку несучої здатності за методикою [1, 2] з використанням коефіцієнтів приведення довжин згідно з табл.32 [1] та отриманих при розрахунку стійкості методом переміщень наведено в таблиці.

Несуча здатність стояків залізобетонних рам

№ ділянки колони	**Перевірка несучої здатності**	
	за даними табл.32 [1] при значеннях μ	**за методом переміщень при значеннях μ**
0-1	287,9 < 752,8	294,5 < 752,8
1-2	124,5 < 300,8	134,9 < 300,8
3-4	106,8 < 182,5	854,8 < 182,5
4-5	238,6 < 665,5	245,3 < 665,5

Як видно з цієї таблиці, методика [1] занижує гнучкість колон і завищує їх несучу здатність порівняно зі значеннями гнучкості, одержаними за методом переміщень.

Аналогічні значення коефіцієнтів приведення довжин ділянок залізобетонних колон одержані при розрахунку цієї рами з урахуванням її деформованої схеми за допомогою програмних засобів.

Таким чином, результати теоретичних розрахунків несучої здатності залізобетонних колон одноповерхових промислових будівель показали, що методика [1] є задовільною для колон малої гнучкості, але завищує несучу здатність гнучких колон. Тому необхідно провести додаткові дослідження для уточнення значень коефіцієнтів приведеної довжини гнучких залізобетонних колон, наведених у табл.32 [1].

1.СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.

2.Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

3.Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006 / УкрНДІпроектстальконструкція; Мінбуд України. – Замість СНиП 2.01.07–85, за винятком розділу 10. – К.: Сталь, 2006. – 75 с.

4.Таль К.Э. Экспериментальное исследование несущей способности гибких железобетонных стержней при продольно-поперечной нагрузке / К.Э.Таль, Е.А.Чистяков // Влияние скорости нагружения, гибкости и крутящих моментов на прочность

железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1970. – С.98-110.

5.Таль К.Э. Исследование несущей способности гибких железобетонных колонн, работающих по первому случаю внецентренного сжатия / К.Э.Таль, Е.А.Чистяков // Расчет железобетонных конструкций. Вып. 23. – М.: Госстройиздат, 1961. – С.127-195.

6.Каюмов Р.Х. Экспериментальное исследование кратковременной устойчивости гибких железобетонных стоек из высокопрочных бетонов / Р.Х. Каюмов // Строительные конструкции. Вып. XVII. – К.: Будівельник, 1971. – С.23-36.

Отримано 29.10.2010

УДК 624.012.35 : 624.072.221

Д.В.КОЧКАРЬОВ, В.І.БАБИЧ, кандидати техн. наук
Національний університет водного господарства та природокористування, м.Рівне

ЖОРСТКІСТЬ ПЕРЕРІЗІВ І КРИВИНА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ОДИНИЧНОЮ АРМАТУРОЮ

Розглядається методика визначення жорсткості перерізів і кривини залізобетонних балок з одиничною арматурою на основі нелінійного деформування матеріалів. Виконано перевірку гіпотези лінійності жорсткості по відношенню до рівня навантаження для залізобетонних елементів, що зазнають згину.

Рассматривается методика определения жесткости сечений и кривизны железобетонных балок с единичной арматурой на основе нелинейного деформирования материалов. Выполнена проверка гипотезы линейности жесткости по отношению к уровню нагрузки для железобетонных изгибаемых элементов.

Methodology of determination of inflexibility of cuts and curvature of reinforce-concrete beams is examined with a single armature on the basis of nonlinear deformation of materials. The executed verification of hypothesis of linearness of inflexibility is in relation to the level of loading for reinforce-concrete elements which test a bend.

Ключові слова: кривина, жорсткість, гіпотеза лінійності жорсткості, деформаційна модель, згинальні елементи.

Розглядаючи залежність між напругами та деформаціями у бетоні бетонних і залізобетонних елементів за осьового стиску [1], було відмічено, що жорсткість перерізу від початку завантаження і майже до руйнування знаходиться у прямолінійній залежності від рівня навантаження. У центрально-стиснутому стержні зміна жорсткості зі збільшенням навантаження викликана зменшенням модуля деформацій бетону. Якщо ж говорити про залізобетонні елементи, що зазнають згину, то у них зміна жорсткості перерізів із збільшенням рівня навантаження буде залежати від ряду факторів: модуля деформацій бетону, моментів інерції перерізів бетону та арматури залежно від положення нейтральної лінії, наявності та розвитку тріщин тощо. Оскільки названі фактори пов'язані між собою та рівнем навантаження залежністю $\sigma_b = f(\varepsilon_b)$, то можна висловити гіпотезу, що в залізобетонних балках