

УДК 624.046.2

## ЩОДО СПРОЩЕНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН РАМНО-ЗВ'ЯЗЕВОГО КАРКАСУ ПРИ ОДНОВІСЬОВОМУ ВИГІНІ ЗА НОРМАМИ ДБН В.2.6.-98:2006 ТА EN 1992-1-1

ЗЕЗЮКОВ Д.М.<sup>1\*</sup>, *к.т.н, доцент,*  
 МАЛИЙ А.М.<sup>2\*</sup>, *студент 4 курсу,*  
 МАРКОВ Д.А.<sup>3\*</sup>, *студент 4 курсу.*

<sup>1\*</sup> Кафедра залізобетонних та кам'яних конструкцій, Державний вищий навчальний заклад "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", вул. Чернишевського, 24-а, 49600, Дніпропетровськ, Україна, тел. +38 (056) 765-33-51, e-mail: [zdm-84@mail.ru](mailto:zdm-84@mail.ru), ORCID ID: 0000-0001-0002-0003

<sup>2\*</sup> Факультет промислового та цивільного будівництва, Державний вищий навчальний заклад "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", вул. Чернишевського, 24-а, 49600, Дніпропетровськ, Україна, тел. +38 (093) 094-37-27, e-mail: [tolya.maly@gmail.com](mailto:tolya.maly@gmail.com), ORCID ID: 0000-0001-0002-0003

<sup>3\*</sup> Факультет промислового та цивільного будівництва, Державний вищий навчальний заклад "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", вул. Чернишевського, 24-а, 49600, Дніпропетровськ, Україна, тел. +38 (050) 269-06-19, e-mail: [dimon4ik195@mail.ru](mailto:dimon4ik195@mail.ru), ORCID ID: 0000-0001-0002-0003

**Анотація. Актуальність.** На сьогодні в Україні увійшло в користування багато нових нормативних документів у будівництві. А саме СНиП 2.03.01-84\* було замінено на ДБН В.2.6-98:2009, згідно якого розрахунки залізобетонних конструкцій повністю відрізняються від раніше діючих норм і за своїм змістом відображають методи EN 1992-1-1. Будівельні конструкції із залізобетону повинні розраховуватися деформаційним методом, який не є складним, однак вимагає значних затрат часу на вирішення фактично нескладних завдань. Запроваджені норми не описують наближених методів розрахунку залізобетонних конструкцій, однак у відомій зарубіжній літературі поряд з вимогами EN 1992-1-1 існують такі методики. На даний момент не тільки в області проектування, але і в навчальному процесі, необхідна, як теоретична так і практична сторона що пояснює застосування настільки різних підходів до вирішення зазначеного напрямку завдань. До того ж робота з Єврокодами не обмежується перекладом документів. Європейський комітет зі стандартизації враховує національні особливості кожної країни, що приєднується до системи Єврокодів. Це означає, що крім прийняття положень міжнародних норм в національному стандарті можна і потрібно врахувати кліматичні, гідрогеологічні та геологічні особливості кожної з країн-учасниць. Оскільки в кожній країні є десятки і сотні стандартів на матеріали та вироби, це повинно бути враховано в майбутньому національному стандарті, приміром, національному стандарті ДБН В.2.6-98: 2009. Можна з упевненістю говорити про те, що для ознайомлення майбутніх спеціалістів і діючих проектувальників з особливостями міжнародних стандартів вища школа, зараз, не готова надати методичний матеріал в достатньому обсязі. Відсутність подібних публікацій демонструють необхідність оснащення літературою подібного роду посібниками та керівництвами. Це підтвердило думку про те, що самі по собі національні норми не можуть розглядатися як матеріал, достатній для проектування. **Метою даної статті** є складання методики розрахунку залізобетонних колон при одновісьовому вигині спрощеним методом на основі діючих нормативних документів. **Результати.** Підготовлена методика розрахунку залізобетонних колон при одновісьовому вигині спрощеним способом на підставі діючих нормативних документів. **Наукова новизна та практична значимість.** Викладена методика дозволяє спрощено виконувати проектувальні розрахунки залізобетонних колон при одновісьовому вигині з високою точністю по відношенню до деформаційного методу згідно діючих нормативних документів.

**Ключові слова:** будівельні норми; методика розрахунку; залізобетонні колони

## К УПРОЩЕННОЙ МЕТОДИКЕ РАСЧЁТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН РАМНО-СВЯЗЕВОГО КАРКАСА ПРИ ОДНООСНОМ ИЗГИБЕ ПО НОРМАМ ДБН В.2.6.-98:2006 И EN 1992-1-1

ЗЕЗЮКОВ Д.М.<sup>1\*</sup>, *к.т.н, доцент,*  
 МАЛЫЙ А.Н.<sup>2\*</sup>, *студент 4 курса,*  
 МАРКОВ Д.А.<sup>3\*</sup>, *студент 4 курса.*

<sup>1\*</sup> Кафедра железобетонных и каменных конструкций, Государственное высшее учебное заведение "Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры", ул. Чернышевского, двадцать четвёртый, 49600, Днепропетровск, Украина, тел. +38 (0562) 47-02-98, e-mail: [sav15@ukr.net](mailto:sav15@ukr.net), ORCID ID: 0000-0001-0002-0003

<sup>2\*</sup> Факультет промышленного и гражданского строительства, Государственное высшее учебное заведение "Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры", ул. Чернышевского, двадцать четвёртый, 49600, Днепропетровск, Украина, тел. +38 (093) 094-37-27, e-mail: [tolya.maly@gmail.com](mailto:tolya.maly@gmail.com), ORCID ID: 0000-0001-0002-0003

<sup>3\*</sup> Факультет промышленного и гражданского строительства, Государственное высшее учебное заведение "Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры", ул. Чернышевского, двадцать четвёртый, 49600, Днепропетровск, Украина, тел. +38 (050) 269-06-19, e-mail: [dimon4ik195@mail.ru](mailto:dimon4ik195@mail.ru), ORCID ID: 0000-0001-0002-0003

**Аннотация. Актуальность.** На сегодняшний день в Украине вошли в пользование многие нормативные документы в строительстве. В частности, СНиП 2.03.01-84\* был заменён на ДБН В.2.6-98:2009 подход в расчётах железобетонных конструкций, которого полностью отличается от ранее действующих норм и по своей сути отражает методы ЕУ 1992-1-1. Строительные конструкции из железобетона должны рассчитываться деформационным методом, суть которого не сложна, однако требует значительных затрат времени на решение фактически несложных задач. Введенные нормы не описывают приближенных методов расчёта железобетонных конструкций, однако в известной зарубежной литературе, наряду с требованиями ЕУ 1992-1-1 существуют такие методики. На данный момент не только в области проектирования, но и в учебном процессе, необходима, как теоретическая так и практическая сторона поясняющая применение столь кардинально отличающихся подходов к решению указанного направления задач. К тому же работа с Еврокодами не ограничивается переводом документов. Европейский комитет по стандартизации учитывает национальные особенности каждой страны, присоединяющейся к системе Еврокодов. Это означает, что помимо принятия положений международных норм в национальном стандарте можно и нужно учесть климатические, гидрогеологические и геологические особенности каждой из стран-участниц. Поскольку в каждой стране имеются десятки и сотни стандартов на материалы и изделия, это должно быть учтено в будущем национальном стандарте, например, национальном стандарте ДБН В.2.6-98:2009. Можно с уверенностью говорить о том, что для ознакомления будущих специалистов и действующих проектировщиков с особенностями международных стандартов высшая школа, сейчас, не готова предоставить методический материал в достаточном объеме. Отсутствие подобных публикации демонстрируют необходимость оснащения литературой подобного рода пособиями и руководствами. Это подтвердило мысль о том, что сами по себе национальные нормы не могут рассматриваться как материал, достаточный для проектирования. **Целью данной статьи** является составление методики расчёта железобетонных колонн при одноосном изгибе упрощенным способом на основании действующих нормативных документов. **Результаты.** Подготовлена методика железобетонных колонн при одноосном изгибе упрощенным способом на основании действующих нормативных документов. **Научная новизна и практическая значимость.** Изложенная методика позволяет упрощенно выполнять проектировочные расчёты железобетонных колонн при одноосном изгибе с высокой степенью точности по отношению к деформационному методу согласно действующих нормативных документов.

**Ключевые слова:** строительные нормы; методика расчета; железобетонные колонны

## ON THE SIMPLIFIED METHOD OF CALCULATING THE REINFORCED CONCRETE COLUMNS OF THE BRACED FRAME WITH UNIAXIAL BENDING ACCORDING TO DBN B.2.6.98:2006 AND EN 1992-1-1

ZEZIUKOV D.M. <sup>1\*</sup>, *Cand. Sc. (Tech.), Ass.-prof.*

MALYI A.M. <sup>2\*</sup>, *4<sup>th</sup> year student,*

MARKOV D.A. <sup>3\*</sup>, *4<sup>th</sup> year student.*

<sup>1\*</sup> Department of Reinforce-Concrete and Stone Structures, State Higher Education Establishment "Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture", Chernyshevsky St. 24a, Dnipropetrovsk 49600, Ukraine, tel. +38 (0562) 46-10-36, e-mail: [yel@mail.pgasa.dp.ua](mailto:yel@mail.pgasa.dp.ua), ORCID ID: 0000-0002-9356-3261

<sup>2\*</sup> Industrial and Residential Construction Faculty, State Higher Education Establishment "Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture", Chernyshevsky St. 24a, Dnipropetrovsk 49600, Ukraine, tel. +38 (093) 094-37-27, e-mail: [tolya.maly@gmail.com](mailto:tolya.maly@gmail.com), ORCID ID: 0000-0002-9356-3261

<sup>3\*</sup> Industrial and Residential Construction Faculty, State Higher Education Establishment "Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture", Chernyshevsky St. 24a, Dnipropetrovsk 49600, Ukraine, tel. +38 (050) 269-06-19, e-mail: [dimon4ik195@mail.ru](mailto:dimon4ik195@mail.ru), ORCID ID: 0000-0002-9356-3261

**Annotation. Relevance.** To date, Ukraine implemented numerous regulations on construction. In particular, SNiP 2.03.01-84\* was replaced by DBN B.2.6-98:2009, the approach of which to calculation of reinforced concrete structures is completely different from the former rules and, essentially, reflects the methods of EU 1992-1-1. The building structures made of reinforced concrete should be calculated using the bending method, the essence of which is not difficult, but requires a considerable amount of time to deal with actually simple tasks. The introduced rules do not describe the approximate methods of calculating the reinforced concrete structures, but the known foreign literature, along with EU 1992-1-1, describes such techniques. At the moment not only in the field of design, but also in educational process, it is necessary, both a theoretical and practical side explaining application of so cardinally differing approaches to the decision of the specified direction of problems. Besides work on Eurocodes is not limited to translation of documents. The European committee on standardization considers national features of each country joining system of Eurocodes. It means, that besides acceptance of positions of the international norms in the national standard it is possible and necessary to consider climatic, hydro-geological and geological features of each of the countries-participants. As in each country there are tens and hundreds standards on materials and products, it should be considered in the future national standard, for example, national standard ДБН В.2.6-98:2009. It is possible to speak with confidence that for acquaintance of the future experts and operating designers with features of the international standards the higher school, now, is not ready to provide a methodical material in sufficient volume.

Absence similar to the publication show an indispensability of equipment by the literature of a similar sort grants and managements. It has confirmed an idea that in itself national norms cannot be considered as a material, sufficient for design. **The purpose of this article** is a compilation of a simplified method of calculating the reinforced concrete columns with uniaxial bending on the basis of applicable regulations. **Results.** The method of simplified calculation of reinforced concrete columns with uniaxial bending based on applicable regulations was compiled. **Scientific novelty and practical significance.** The above method enables simplified design calculations of reinforced concrete columns with uniaxial bending with a high degree of accuracy with respect to the bending method according to applicable regulations.

**Keywords:** building codes; calculation method; reinforced concrete columns

### Вступ

На сьогодні в Україні увійшло в користування багато нових нормативних документів у будівництві. А саме СНиП 2.03.01-84\* було замінено на ДБН В.2.6-98:2009, згідно якого розрахунки залізобетонних конструкцій повністю відрізняються від раніше діючих норм і за своїм змістом відображають методи ЕУ 1992-1-1. Будівельні конструкції із залізобетону повинні розраховуватися деформаційним методом, який не є складним, однак вимагає значних затрат часу на вирішення фактично нескладних завдань. Впроваджені норми не описують наближених методів розрахунку залізобетонних конструкцій, однак у відомій зарубіжній літературі поряд з вимогами ЕУ 1992-1-1 існують такі методики.

**Метою** даної статті є складання методики розрахунку залізобетонних колон при одновісьовому вигині спрощеним методом на основі діючих нормативних документів.

**Виклад основного матеріалу.** Виконання розрахунку колони спрощеним методом згідно діючих норм запропоновано за наступних вихідних даних: переріз  $b \times h$  (розглядається прямокутний переріз), висота колони у чистоті -  $l$ , величина захисного шару -  $c_l$ , осьове зусилля від дії навантаження -  $N_{Ed}$ , згинальні моменти в небезпечних перерізах колони від розрахункового сполучення навантажень ( $M_{01}$ ,  $M_{02}$  - відповідно менше та більше чисельні значення кінцевих моментів за результатами розрахунку першого порядку), клас та розрахункові характеристики бетону -  $f_{cd}$ ,  $E_{cd}$  та арматури -  $f_{yd}$ ,  $E_s$ .

*Примітка: Детальніше про впливи першого та другого порядку див. [3]*

Перед попереднім визначенням міцності перерізу колони на дію  $N_{Ed}$ , встановлюємо значення коефіцієнта  $\lambda$ , що визначає ефективну висоту стиснутої зони і коефіцієнт  $\eta$ , що визначає ефективну міцність бетону, виходячи з наступних умов:

$$\lambda = 0,8 \text{ якщо } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,}$$

$$\text{та } \lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ якщо } (50 < f_{ck} \leq 60), \text{ МПа;}$$

$$\eta = 1,0 \text{ якщо } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,}$$

$$\text{та } \eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ якщо } 50 < f_{ck} \leq 60, \text{ МПа.}$$

Після чого виконується перевірка розрахункового значення нормальної сили, яку сприймає елемент  $N_{Ed} \leq A_c \cdot f_{cd} \cdot \eta + A \cdot f_{yd}$  для попередньої оцінки достатності перерізу колони.

Далі для визначення гнучкості обчислюємо розрахункову висоту колони:

$$l_0 = \max \left[ l \cdot \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; l \cdot \left( 1 + \frac{k_1}{1 + k_1} \right) \cdot \left( 1 + \frac{k_2}{1 + k_2} \right) \right], \quad (1)$$

де:  $l$  - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленнями кінців;  $k_1, k_2$  - значення відносної податливості закріплення від повороту на кінцях 1 та 2 відповідно;

*(Примітка:  $k = 0$  є теоретичною межею для жорсткого закріплення від повороту, а  $k = \infty$  являє собою межу за повної відсутності закріплення від повороту. Так як повного закріплення від повороту в практиці не зустрічається, то рекомендується мінімальне значення для  $k_1$  та  $k_2$  приймати рівним 0,1 [2]).*

Обчислюємо гнучкість колони за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (2)$$

де:  $l_0$  - розрахункова довжина;  $i$  - радіус інерції (для бетонного перерізу без тріщин  $i = 0.289 \cdot h$ );

На початку розрахунку необхідно прийняти вік бетону в момент прикладення навантаження на колону, після чого визначити розрахунковий коефіцієнт повзучості  $\varphi_{eff}$ .

Згідно [1] та [2] вплив повзучості можна не враховувати, тобто  $\varphi_{ef} = 0$ , якщо виконуються три наступні умови:  $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$ ;  $\lambda \leq 75$ ;  $\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h$ .

Далі обчислюємо граничну гнучкість за формулою:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}, \quad (3)$$

де:  $A$  - параметр, який залежить від повзучості бетону і дорівнює  $A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$ . Якщо значення  $\varphi_{ef}$

невідоме,  $A = 0,7$ ;  $B$  - параметр, який залежить від механічного коефіцієнта армування і дорівнює  $B = \sqrt{1 + 2\omega}$ , якщо значення  $\omega$  невідоме,  $B = 1,1$ );  $C$  -

параметр, який залежить від впливу зусиль і дорівнює  $C = 1,7 - r_m$ , якщо значення  $r_m$  невідоме, нормами рекомендується приймати  $C=0,7$ , проте, якщо моменти на кінцях колони  $M_{01}$  та  $M_{02}$  викликають розтяг з одного і того самого боку, то  $r_m$  приймається як додатне значення (тобто  $C \leq 1,7$ ), в іншому випадку - як від'ємне (тобто  $C > 1,7$ );  $\varphi_{ef}$  - ефективний коефіцієнт повзучості;

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} - \text{механічний коефіцієнт армування};$$

$A_s$  - загальна площа поздовжньої арматури;

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} - \text{відносне поздовжнє зусилля};$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} - \text{відношення моментів};$$

$M_{01}, M_{02}$  - моменти на кінцях елемента з урахуванням впливів першого порядку  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ .

Дільником в формулі для визначення граничної гнучкості виступає відносне поздовжнє зусилля, виражене через:  $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ .

Отже далі необхідно порівняти гнучкість колони з її граничним значенням та визначити, чи є колона гнучкою, щоб врахувати це в подальшому розрахунку. Таким чином, впливи другого порядку можуть не враховуватись, якщо виявиться, що  $\lambda \leq \lambda_{lim}$ .

Для викладення повної методики розрахунку та виходячи з того, що в багатьох випадках колони, наприклад перших поверхів сучасних багатоповерхових будівель, мають гнучкість  $\lambda > \lambda_{lim}$  продовжуємо розрахунок з урахуванням деформацій другого порядку.

Розрахунки виконаємо за двома представленими в [2] методами, а саме: методом номінальної кривизни, в рамках якого виконується оцінка граничного значення прогину, а момент другого порядку, який потім додається до моменту першого порядку, визначається на підставі результатів цієї оцінки; методом з використанням коефіцієнта збільшення моменту, в рамках якого розрахунковий момент, враховуючий впливи другого порядку, визначається шляхом множення моменту першого порядку на визначений коефіцієнт.

#### Визначаємо згинальні моменти

Розрахунковий момент визначаємо додаванням моменту з урахуванням впливів першого порядку  $M_{0Ed}$ , враховуючи вплив недосконалостей, та номінального моменту з урахуванням впливів другого порядку  $M_2$ :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (4)$$

Максимальне значення  $M_{Ed}$  розраховується із розподілу  $M_{0Ed}$  і  $M_2$  причому останній може бути прийнятий параболічним або синусоїдальним вздовж розрахункової довжини.

Для елементів без навантажень, прикладених між їх кінцями, що викликають різницю між кінцевими згинальними моментами з урахуванням впливів першого порядку,  $M_{01}$  та  $M_{02}$ , можуть бути замінені еквівалентним моментом з урахуванням впливів другого порядку,  $M_{0e}$ .

Максимальний момент, викликаний прогином, виникає посередині розрахункової висоти колони. В більшості випадків це буде відповідати середній частині реальної колони. Зрозуміло, що момент, який діє на критичний переріз, включає максимальний момент, викликаний згином, момент першого порядку на висоті, що розглядається та можливі випадкові впливи. З достатньою точністю оцінити момент першого порядку в середній частині колони можна за допомогою наступної умови:

$$M_{0e} = 0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01} \geq 0,4 \cdot M_{02}, \quad (5)$$

$M_{01}$  та  $M_{02}$  мають ті ж самі знаки якщо вони викликають розтяг з одного і того самого боку, в іншому випадку вони мають протилежні знаки. Окрім цього  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ .

Далі обчислюємо випадковий ексцентриситет  $e_i$  та випадковий момент  $M_i$  для визначення розрахункового моменту  $M_{0Ed,1}$  першого порядку:

$$e_i = \frac{l_0}{400}; M_i = \frac{N_{Ed} \cdot l_0}{400}$$

тоді:

$$M_{0Ed,1} = M_{0e} + M_i, \quad (6)$$

Метод номінальної кривизни, представлений в [2], націлений на прогнозування прогину, за якого починається руйнування бетону (тобто коли максимальна деформація стиску =  $\varepsilon_u$ ).

Виходячи з цього методу, номінальний розрахунковий момент з урахуванням впливу другого порядку,  $M_{0Ed,2}$  визначаємо як добуток розрахункового поздовжнього зусилля  $N_{Ed}$  та ексцентриситету, який дорівнює  $e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0}{c}$ :

$$M_{0Ed,2} = N_{Ed} \cdot e_2, \quad (7)$$

де:  $1/r$  - кривизна;  $l_0$  - розрахункова довжина;  $c$  - коефіцієнт, який залежить від розподілу кривизни. Якщо розглядається постійний переріз, зазвичай використовується  $c = 10$  тобто ( $\approx \pi^2$ )

#### Обчислюємо ексцентриситет другого порядку

Розрахунок граничної кривизни перерізу. В збалансованому перерізі найбільша деформація стиску складає 3,5‰, а деформація арматурі буде визначатись як  $f_{yd}/E_s$ . Для елементів з постійними симетричними перерізами (враховуючи арматуру) кривизну колони визначаємо через прогин помножений на коригуючі коефіцієнти за наступною формулою:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\phi \cdot \frac{1}{r_0}, \quad (8)$$

Для осьових навантажень вище точки рівноваги згин буде меншим. Для того, щоб прийняти це в розрахунок, збалансований згин множимо на коригуючий коефіцієнт  $K_r$ , який залежить від поздовжнього навантаження. Для збалансованого перерізу  $K_r = 1$ , а коли навантаження наближається до несучої здатності за осьовим навантаженням,  $K_r$  зменшується до нуля. Такий підхід дозволяє отримати приблизне значення граничної кривизни.

$K_\phi$  - коефіцієнт, що враховує вплив повзучості;

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d}, \text{ тут } \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s};$$

$d$  - корисна висота;

$\gamma_s$  - частковий коефіцієнт надійності за [1].

Отже граничний ексцентриситет другого порядку в середній частині колони можемо обчислити за наступною формулою:

$$e_2 = 0,1 \cdot l_0^2 \cdot K_r \cdot K_\phi \cdot \left( \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} \right), \quad (9)$$

**Врахування впливу повзучості:**

Кривизна критичного перерізу може зростати в результаті розвитку деформацій повзучості. Врахування цього ефекту виконується шляхом множення показника кривизни на коефіцієнт  $K_\phi$ :

$$K_\phi = 1 + \left( 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \varphi_{ef} \geq 1, \quad (10)$$

Тепер можемо визначити момент другого порядку по формулі (7), враховуючи коригуючий коефіцієнт  $K_r$ . Для визначення величини  $K_r$  методом ітерації, для елементів з симетрично армованим прямокутним перерізом, пропонуємо використати графіки залежності, які представлені на Рис.1

На першому етапі, визначивши відношення  $\frac{N}{b \cdot h \cdot f_{ck}}$  та припустивши, що  $K_r = 1$  визначаємо величину нормованого моменту.

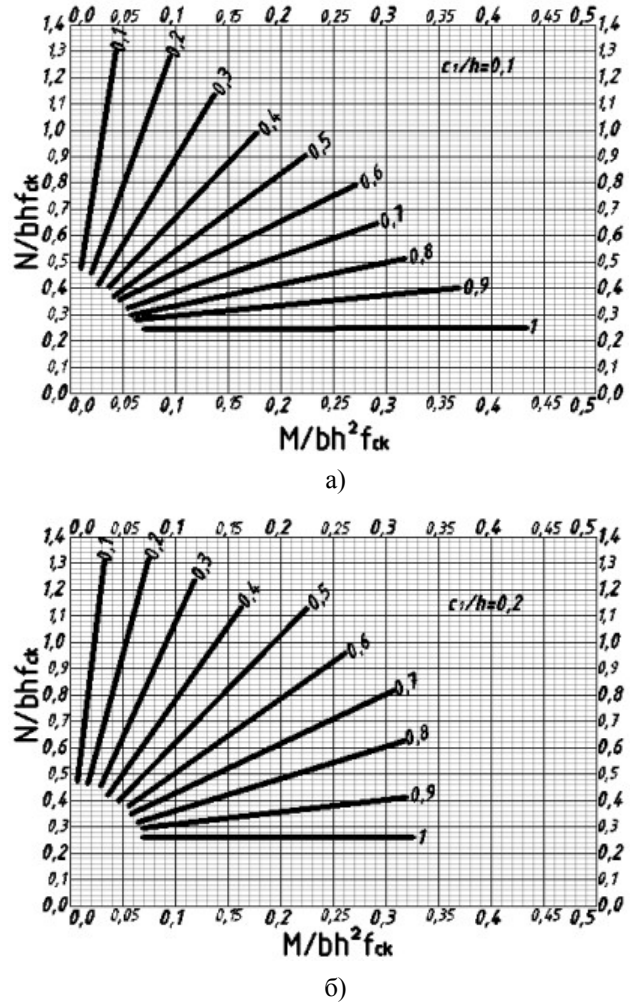


Рис.1. Величини коригуючого коефіцієнта  $K_r$  при: а)  $c_1/h=0.1$ ; б)  $c_1/h=0.2$  (Для проміжних значень можна застосовувати інтерполяцію) / The values of the correction coefficient  $K_r$  at: a)  $c_1/h=0.1$ ; b)  $c_1/h=0.2$  (For intermediate values interpolation can be used)

Далі знаходимо величину нормованого моменту за формулою:

$$\frac{M_{0Ed,1} + M_{0Ed,2}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}}, \quad (11)$$

та згідно з Рис.1 уточнюємо  $K_r$ . Отже можемо визначити друге, уточнене значення  $K_r$  та нормований загальний момент:

$$\frac{M_{0Ed,1} + M_{0Ed,2} \cdot K_r}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}}, \quad (12)$$

На Рис.2 представлені параметричні графіки для проектування симетрично армованих колон (при  $f_{ck} \leq 50$  МПа) прямокутного перерізу, які були сформовані на підставі спрощеної кривої залежності «парабола-прямокутник» Використання цих графіків значно спрощує підбір необхідної площі арматури з похибкою до 5-7%.

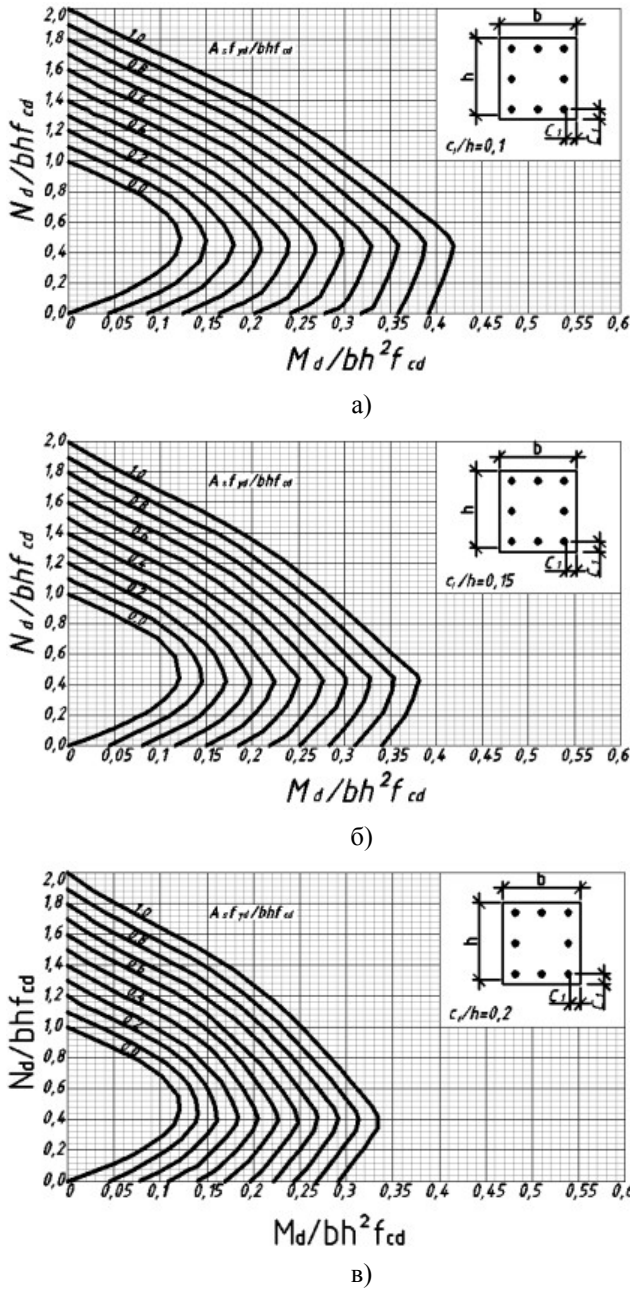


Рис.2. Параметричні графіки для визначення коефіцієнтів механічного армування при: а)  $c_1/h=0.1$ ; б)  $c_1/h=0.15$ ; в)  $c_1/h=0.2$  (Для проміжних значень можна застосовувати інтерполяцію)/ Parametric graphs to determine the coefficients of the mechanical reinforcement at: a)  $c_1/h=0.1$ ; b)  $c_1/h=0.15$ ; c)  $c_1/h=0.2$  (For intermediate values interpolation can be used)

Обчислимо коефіцієнт механічного армування  $\rho_f$  за графіками на Рис.2 та відповідно необхідну площу армування за формулою:

$$A_s = \frac{\rho_f \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (13)$$

На наступному етапі повторюємо розрахунки з використанням методу збільшення моментів.

Визначаємо жорсткість колони та навантаження, яке викликає втрату стійкості при поздовжньому згині  $N_B$  для чого спершу знаходимо її номінальну жорсткість за формулою:

$$EI = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot E_{cd} \cdot I_c}{(1 + \varphi_{eff}) + E_s \cdot I_s} \quad (14)$$

де:  $K_1$ - коефіцієнт, який залежить від класу міцності бетону:  $K_1 = \sqrt{f_{ck}}$ ;  $K_2$  - коефіцієнт, який залежить від поздовжнього зусилля та гнучкості:  $K_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20$ ;  $I_c$  - момент інерції

поперечного перерізу бетону:  $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$ .

Примітка: Коефіцієнти  $K_1$  та  $K_2$  непрямим способом враховують в розрахунках тріщиноутворення.

Знаючи площу армування, розраховану за методом номінальної кривизни, обчислюємо момент інерції арматури в перерізі за формулою:

$$I_s = \frac{A_s \cdot (h - 2 \cdot c_1)^2}{2} \quad (15)$$

Тепер можна визначити критичну силу, що викликає втрату стійкості при поздовжньому згині:

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2} \quad (16)$$

Примітка: Значення  $\pi^2$  відповідає синусоїдальному розподілу кривизни. Значення для постійної кривизни – 8. Для колони, рамно-в'язевого каркасу (колони, що розглядається) приймаємо значення  $\pi^2$

**Визначення розрахункового моменту**

Загальний розрахунковий момент, включаючи момент з урахуванням впливів другого порядку, розраховуємо шляхом збільшення згинальних моментів, які були визначені з урахуванням впливів першого порядку, а саме:

$$M_{Ed} = M_{0Ed,1} \cdot \left[ I + \frac{\beta}{N_B/N_{Ed} - I} \right] \quad (17)$$

де:  $\beta$  - коефіцієнт, який залежить від розподілу моментів з урахуванням впливів першого та другого порядку.

Для окремих елементів з постійним поперечним перерізом та поздовжнім зусиллям момент з урахуванням впливу другого порядку може бути прийнятий, виходячи із синусоїдального розподілу.

Тоді:  $\beta = \frac{\pi^2}{C_0}$ , де:  $C_0$ - коефіцієнт, який залежить від розподілу моменту з урахуванням впливів першого порядку.

*Примітка:  $c_0 = 8$  при постійному моменті з урахуванням впливів першого порядку;  $c_0 = 9,6$  - при параболічному та  $c_0 = 12$  - при симетричному трикутному розподілу.*

Отже в нашому випадку приймаємо  $c_0 = 8$  та визначаємо розрахунковий момент за формулою (17),

який в закінченні розрахунку порівнюємо з величиною моменту, отриманого за методом номінальної кривизни. Різниця не повинна перевищувати 20%, в цьому випадку вважаємо, що розрахунки виконані з достатньою точністю.

#### ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ / REFERENCES

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.  
DBN V.2.6-98:2009. Betonni ta zalizobetonni konstrukciyi. – K.: Minregionbud Ukraїni, 2011. – 71 pp.
2. ДСТУ Б В.2.6-156 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 170 с.  
DSTU-N B V.1.1-27:2010. B V.2.6-156. Concrete and reinforced concrete construction with heavy concrete. Design rule. – K.: Minregionbud Ukraїni, 2010. – 170 pp.
3. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, 2001. - 230 pp.
4. Eurocode 1990: Basis of structural design. European Committee for Standardization, 1990.
5. Institution of Structural Engineers. Manual for the Design of Concrete Building Structures to Eurocode 2. Institution of Structural Engineers, London, 2006.
6. Schlaich, J. and Schafer, K.. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. Structural Engineer, 69. 1991. 113-125 pp.
7. Schiessl, P. and Raupach, M. Laboratory studies and calculations on the influence of chloride-induced corrosion of steel in concrete. ACI Materials Journal, 94. 1997, 56-62 pp.

Стаття рекомендована до публікації д-ром техн. наук, проф. Савицьким М.В.

Надійшла до редколегії: 22.10.2015.