

УДК 437.175

Ю.В.ГЛАЗУНОВ, канд. техн. наук

*Українська державна академія залізничного транспорту, м.Харків*

## **МІЦНІСТЬ БЕТОНУ В ЗАМКНЕНІЙ СТАЛЬНІЙ ОБОЙМІ**

Наведено теоретичні та експериментальні дослідження сталебетонних конструктивних елементів при різних способах поздовжнього навантаження, показано техніко-економічну ефективність застосування таких конструкцій замість сталевих і залізобетонних.

Приведены теоретические и экспериментальные исследования сталебетонных конструктивных элементов при разных способах приложения продольной нагрузки, показана технико-экономическая эффективность применения таких конструкций вместо стальных и железобетонных.

A method of strength calculation of rectangular section of steel-concrete columns depending on the process of longitudinal loading has been developed. Theoretical and experimental data have been compared. Cite experiment and theoretical investigation steel concrete constructions depending on the process of longitudinal loading has been developed and method their calculation. There was executed the experimental and theoretical researches of the steel-concrete elements, working by center compression.

*Ключові слова:* сталебетон, сталебетонний елемент, осьовий стиск, згин, зовнішнє армування, бетонне ядро, стальна оболонка.

Основні напрямки прогресу в будівництві належним чином зв'язані із застосуванням ефективних конструкцій. До таких конструкцій відносяться конструкції із зовнішнім армуванням, зокрема, колони, складені з прямокутної обойми, заповненої бетоном.

Економічність конструкцій із зовнішнім армуванням – сталебетонних, порівняно з традиційними залізобетонними, забезпечується за рахунок більш раціонального використання матеріалів. Бетон, замкнений в обойму, має збільшену міцність за рахунок бокового стискання; стальна обойма значно захищена від втрати місцевої та загальної стійкості.

Питання несучої здатності конструкцій із зовнішнім армуванням було розглянуто в дослідженнях Л.І. Стороженко, М.М. Стрелецького, Е.Д. Чихладзе [1-3], що сприяли з'ясуванню різних сторін складної проблеми оцінки несучої здатності вказаних видів сталебетонних конструкцій.

Однак, проблема залишається невирішеною. Вимагають розроблення способи розрахунку коротких сталебетонних колон прямокутного перерізу при передачі поздовжнього навантаження на бетон, на оболонку. Немає оцінки впливу сил зчеплення між бетоном і сталлю на несучу здатність сталебетонних колон прямокутного перерізу при передачі поздовжнього навантаження на бетон і сталь одночасно.

Огляд досліджень конструкцій із зовнішнім армуванням, а також досліджень міцності і деформативності бетонів в умовах складного напруженого стану дозволяє сформулювати задачі цієї роботи таким чином:

- теоретично оцінити вплив способу передачі поздовжнього навантаження на несучу здатність сталобетонних коротких колон з врахуванням особливостей деформування бетону і сталевий обійми;
- експериментально досліджувати несучу здатність сталобетонних колон при передачі поздовжнього навантаження на бетон і сталь одночасно в випадках, коли сили зчеплення між бетоном і обіймою існують і коли вони усунуті; на бетон; на сталь; з одного кінця колони – на бетон, з другого – на обійму.
- упровадити результати досліджень в будівництво.

В даній роботі виконано експериментально-теоретичні дослідження впливу способів передачі зовнішнього поздовжнього навантаження на несучу здатність сталобетонних колон прямокутного перерізу.

Розглянемо дослідження напруженого стану сталобетонних колон при різних способах передачі поздовжнього навантаження. При визначенні висновку теоретичних залежностей для визначення несучої здатності передбачається наступне:

- колонна під навантаженням залишається прямою – не піддається поздовжньому вигину;
- бетонне ядро і оболонка зв'язані між собою силами зчеплення в дискретних точках по довжині і перерізу (рис.1);
- розподіл поздовжніх контактних зусиль по периметру перерізу приймається рівномірним.

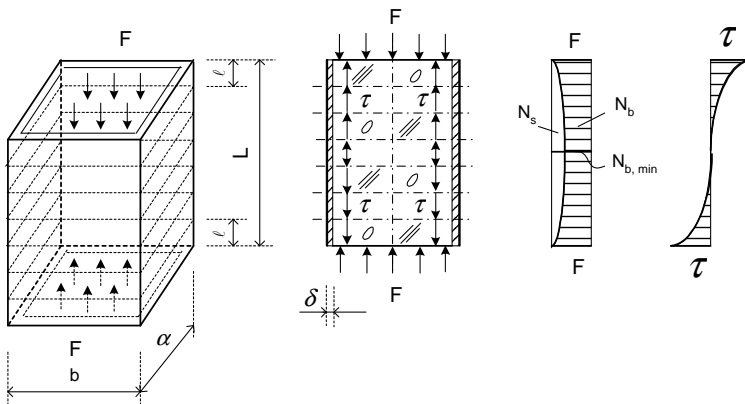


Рис.1 – Навантаження на бетон

Вирішувана система зрівнянь відносно поздовжніх контактних сил  $\tau$  має вигляд:

$$N_{i-1} \varphi - N_i \beta + N_{i+1} \varphi = -F. \quad (1)$$

Тут  $\varphi = \varphi = \frac{E_s A_s}{k_0 \ell}$ ;  $\beta = 2\varphi + 1 + \frac{E_s A_s}{E_b A_b}$ ;  $\frac{1}{k_0} = \frac{1}{k} - \frac{\ell}{2E_s A_s} - \frac{\ell}{2E_b A_b}$ ,

де  $k$  – експериментально визначений коефіцієнт, який пов'язує сили зчеплення з переміщенням торців зразка.

Сили зчеплення, які припадають на кожну елементарну ділянку  $\ell$ , визначаються наступним чином:

$$\tau_1 = N_1 / A_s; \quad \tau_2 = (N_2 - N_1) / A_s; \quad \tau_{n-1} = (N_{n-1} - N_{n-2}) / A_s, \quad (2)$$

де  $A_s$  – площа контакту бетону із сталюю оболонкою.

Чисельна реалізація виконана на ПЕОМ. На рис.1 показано епюри розподілу зусиль в обоймі  $N_s$ , бетонному ядрі  $N_b$ , а також епюри дотичних зусиль  $\tau$  по довжині колони.

Для визначення несучої здатності колони при передачі навантаження на бетон, знаходимо спочатку несучу здатність ядра в середньому перерізі колони  $N_{b,min}$  (рис.1) [3]. Розрахункову схему обойми і ядра зобразимо у вигляді контактуючих між собою елементів (рис.2).

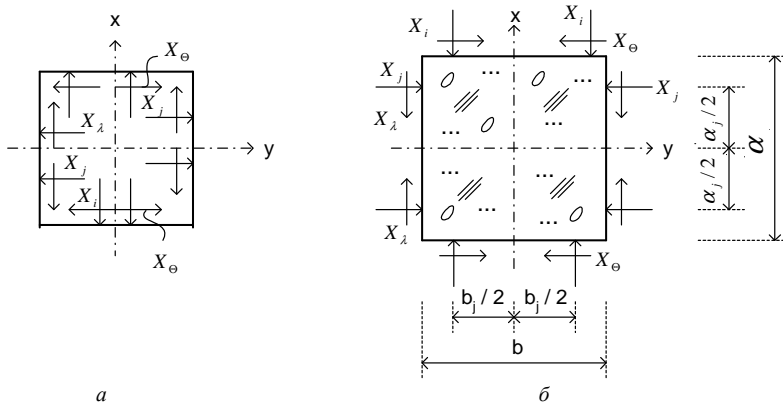


Рис.2 – Розрахункові схеми обойми (а) і ядра (б)

Сили взаємодії між ядром і обоймою знайдемо із умови рівності переміщень на границі контакту із наступної системи зрівнянь:

$$A\bar{X} = -\bar{H}, \quad (3)$$

де  $(\delta_{ki} - \delta_{ki}^*)$ ,  $(\delta_{kj} - \delta_{kj}^*)$ ,  $(\delta_{k\theta} - \delta_{k\theta}^*)$ ,  $(\delta_{kl} - \delta_{kl}^*)$  – елементи матриці  $A$ , які представляють собою різницю поперечних переміщень точки  $k$  обойми і

ядра від одиничних сил  $i, j, \Theta, \lambda$ -станів; елементи  $(\Delta_{kf} - \Delta_{kf}^*)$  матриці-стовпця  $\mathbf{H}$  – відповідно, різниця поперечних переміщень від зовнішніх поздовжніх зусиль.

Для визначення поперечних переміщень у бетонному ядрі, які викликані силами  $X_i, X_j, X_\Theta, X_\lambda$ -станів, вирішується в рівничній формі диференціальне рівняння плоскої задачі:

$$\frac{\partial^2}{\partial y^2} \left[ \frac{1 - \tilde{\nu}_b}{\tilde{E}_b} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - \frac{\tilde{\nu}_b(1 + \tilde{\nu}_b)}{\tilde{E}_b} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left[ \frac{1 - \tilde{\nu}_b}{\tilde{E}_b} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} - \frac{\tilde{\nu}_b(1 + \nu_b)}{\tilde{E}_b} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \right] + \frac{\partial^2}{\partial z \partial y} \left[ \frac{2(1 - \tilde{\nu}_b)}{\tilde{E}_b} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z \partial y} \right] = 0, \quad (4)$$

де  $\tilde{\nu}_b, \tilde{E}_b$  – змінні параметри деформування. Це рівняння в прилягаючих до контуру точках складається через односторонні різниці. Для визначення функції  $\varphi$  на контурі використовуємо рамкову аналогію [4].

Поперечні переміщення в ядрі від поздовжніх зусиль  $F$  знайдені в результаті приблизного рішення просторової задачі теорії пружності для призматичного тіла одиничної довжини із змінними параметрами деформування:

$$v = \Delta_{kp}^{*y} = F \int_0^{b/2} \frac{\tilde{\nu}_b}{\tilde{E}_b} \partial y; \quad u = \Delta_{kp}^{*x} = F \int_0^{\alpha/2} \frac{\tilde{\nu}_b}{\tilde{E}_b} \partial x.$$

Чисельна реалізація запропонованого рішення здійснюється на ПЕОМ при поступовому завантаженні. Лінеаризацію нелінійної сторони задачі здійснюємо в процесі послідовних наближень, змінними параметрами яких являються сікучий модуль деформації бетону  $\tilde{E}_b$  і коефіцієнт поперечних деформацій  $\tilde{\nu}_b$ .

Вказані параметри одержуємо приведенням стиснутого і розтягнутого бетону до умовно ізотропного миттєво-пружного суцільного середовища [5]. Такі параметри мають вигляд:

- при плоскому напруженому стані

$$\tilde{E}_b = \tilde{E}_{b1}(1 - \tilde{\nu}_b \eta);$$

$$\tilde{\nu}_b = \frac{\eta \left( 1 - \frac{\tilde{E}_{b1}}{\tilde{E}_{b2}} \right)}{\left( 1 - \eta^2 \frac{\tilde{E}_{b1}}{\tilde{E}_{b2}} \right)}; \quad \tilde{E}_{bi} = \frac{3 \sum_{k=1}^N A_{ik} (\varepsilon_{bi})^{k-1}}{k + 2};$$

$$i = 1, 2; \quad k = 1 \dots 4; \quad \eta = \sigma_2 / \sigma_1;$$

- при об'ємному напруженому стані

$$\tilde{E}_b = \frac{9k \cdot G}{G + 3k}; \quad \tilde{\nu}_b = \frac{3k - 2G}{2(G + 3k)},$$

де  $k$ ,  $G$  – відповідно, модулі об'ємного стискання і зрушення, які урахують спостереження в експерименті відносно об'ємних змін в бетоні при зростанні рівня напружень.

Процес послідовних наближень продовжується до того етапу, поки не буде досягнуто задовільного збігу значень контактних сил  $X_i$ ,  $X_j$ ,  $X_\Theta$ ,  $X_\lambda$ . При вирішенні системи рівнянь (3) виключаємо контактні сили, які перевищують сили зчеплення між бетоном і обіймою.

На кожному поступі завантаження устанавлюємо модулі деформації бетону в кожній точці і середнє значення  $E_b$  для всього перерізу, а також коефіцієнти поперечних деформацій, контактні сили, головні напруження у бетоні  $\sigma_{b_2}$ ,  $\sigma_{b_3}$ , положення головних площадок.

Мінімальне зусилля  $N_{s,\min}$  в обіймі знаходимо шляхом використання теорії тонких пластин:

$$N_{s,\min} = \frac{\pi^2 D^2}{\alpha^2} \left( \frac{m\alpha}{\ell} + \frac{\ell}{m\alpha} \right)^2 + T \left( \frac{\ell}{m\alpha} \right)^2,$$

де  $m$  – число на півхвиль, які виникають при згинанні пластинки в напрямку стиснення;  $D$  – циліндрична жорсткість;  $T$  – контактні сили в кутах перерізу.

При розв'язанні системи рівнянь (1) відносно  $F$  знайдемо несучу здатність колони.

В сталобетонних колонах наявність обійми, яка є опором переміщенню бетону в поперечному напрямку, приводе до збільшення міцності бетону, а наявність заповнювача усередині оболонки збільшує її стійкість. Бетон і сталь в такому сполученні створюють найбільш сприятливі умови для спільної роботи.

Результати випробувань сталевих обійм в зразках без бетонного ядра показують, що розрахунки критичних напружень і границі несучої здатності надають надмірну, в зрівнянні з експериментальними результатами, відносну помилку, яка не перевищує 15%.

Результати випробувань сталобетонних колон, у яких відсутнє зчеплення між бетоном і сталюю обіймою, на центральний стиск при передачі поздовжнього навантаження на бетон і сталь одночасно, показують, що сили зчеплення не виявляють істотного впливу на їх несучу здатність.

Використання в будівництві сталебетонних колон прямокутного перерізу, в основу конструкції яких покладені розроблені способи розрахунків, дозволяє при більших навантаженнях та обмежених розмірах поперечних перерізів знизити витрату сталі на 28-35% в порівнянні із залізобетонними колонами.

- 1.Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. – 80 с.
- 2.Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.
- 3.Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: Автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. – М., 1989. – 32 с.
- 4.Smith F., Brown R. The Shearing Strength of Concrete, Bull. Univ. of Washington, №106, 2001, p. 205.
5. Garner N.I. Use of Spiral Welded Steel Tubes in Pipe Columns. ACJ. J. Proceedings, vol. 65, Nov. 2003, p. 937-942.

*Отримано 11.05.2012*

УДК 69.032.2

Г.А.МОЛОДЧЕНКО, д-р техн. наук, Н.А.ЗАСЯДЬКО, А.Н.СИРОМЕНКО  
*Харьковская национальная академия городского хозяйства*

### **АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МОНОЛИТНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ**

Рассматривается напряженно-деформированное состояние многоуровневых железобетонных диафрагм в многоэтажном монолитном здании на примере жилого дома в г.Харькове. Используются уравнения, полученные ранее для расчетной схемы составного стержня и адаптированные к многоуровневой системе. Также описывается влияние трещинообразования на прогиб системы и на момент инерции, а как следствие, и на жесткость диафрагм.

Розглядається напружено-деформований стан багаторівневих залізобетонних діафрагм у багатоповерховому монолітному будинку на прикладі житлового будинку в м.Харкові. Використовуються рівняння, отримані раніше для розрахункової схеми складеного стрижня, й адаптовані до багаторівневої системи. Також описується вплив тріщиноутворення на прогин системи і на момент інерції, а як наслідок, і на жорсткість діафрагм.

The is intense-deformed condition of multilevel Ferro-concrete diaphragms in a many-storied monolithic building on an apartment house example in Kharkov is considered. The equations received earlier for the settlement scheme of a compound core, and adapted for multilevel system are used. Also influence crack-formation on a deflection of system and at the moment of inertia, and, as consequence and on rigidity of diaphragms is described.

*Ключевые слова:* напряженно-деформированное состояние железобетонных диафрагм, прогибы многоуровневой диафрагмы, влияние трещинообразования на прогиб.