

УДК 624.04.001.57(045)

М.С. Барабаш, к.т.н., доц.
Е.В. Омельченко, студ.

АНАЛІЗ СПОСОБІВ МОДЕЛЮВАННЯ СТИКУ БЕЗРЕБРИСТОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ТА КОЛОНИ

Розглянуто способи моделювання стику безребристої безкапітельної залізобетонної плити та колони в програмних комплексах ЛІРА, МОНОМАХ.

Analysis of different ways design of the junction of girdless plate) and column without chapter in program complexes LIRA, MONOMAH.

армування, безребриста безкапітельна залізобетонна плита, моделювання, перерізувача сила, похідна

Постановка проблеми

Нині до 65 % житлових та цивільних будівель у регіоні побудовано за допомогою технології монолітного бетонування. Ця технологія обумовлює різні особливості конструювання деяких несучих вузлів та елементів будівель. Не винятком є і конструкція з безбалковими плитами та безкапітельними колонами.

Однією з найгостріших проблем є розрахунок та конструювання вузла стику колони та плити в такому перекритті.

Безбалкові перекриття з безкапітельними колонами являють собою прості конструкції, які складаються із залізобетонних плит однакової товщини та колон постійного поперечного перетину.

Безбалкові перекриття мають найменшу конструктивну висоту, рівну та гладку стелю та дають змогу вільно розмістити внутрішнє обладнання.

Технічним аспектом цієї проблеми є необхідність будівництва безкапітельних безбалкових плит, що зумовлено інсталяцією інженерних комунікацій, підвищенням потреб замовника щодо архітектурно-планувальних рішень.

Науковим аспектом є відсутність методик розрахунку стику несучих елементів, беручи до уваги сучасні розрахункові комплекси, зокрема аналіз різних способів моделювання стику безребристої безкапітельної плити та колони.

Аналіз досліджень та публікацій

Конструкція безбалкових перекриттів була запатентована в США в 1902 р.

Першу таку споруду було побудовано в Москві в 1908 р. під головуванням А.Ф. Лолейта.

Першим інженером, який звернув свою увагу на проблеми розрахунку таких перекриттів, були Дж. Р. Ніколсон (1904), Вестергард та Слейтер (1925). Розрахункові обґрунтування зроблено в 1933 р. А.А. Гвоздевим та В.І. Мурашовим.

Уперше капітелі були вилучені з конструкції в 1940 р. Джозефом Ді Стасіо. В СРСР перше безкапітельне перекриття було використано в 60-х роках минулого століття у Владивостоці.

У розробленні методики розрахунку брали участь багато інженерів, зокрема, були використані теоретичні розробки В.І. Мурашова.

Оригінальну методику запропонував професор Н.І. Карпенко.

Активні дослідження в різні роки проводили наукові школи професорів А.С. Залесова, О.А. Рочняк, П.І. Васильєва.

Вагомий внесок у розвиток методу скінченних елементів (МСЕ) в будівельній механіці і теорії пружності як інструменту вирішення проблеми зробив Л.А. Розін, В.В. Белов, В.В. Лалін.

Основні принципи конструювання перекриттів із капітелями були сформульовані ще до 50-х років ХХ ст.

Серед безлічі пропозицій найцікавішою можна вважати каркас уніфікований безбалковий, розроблений колективом інженерів Науково-дослідного інституту залізобетонних конструкцій в Москві [1].

Проте жодна з розробок не увійшла в масову серію. У СРСР безбалкові перекриття масово застосовувалися тільки для будівництва промислових будівель. При цьому використовувалася складально-монолітна технологія зведення.

Тепер для розвитку монолітного житлового будівництва питання конструювання вирішуються у процесі робочого проектування стику, при цьому єдиного технічного рішення немає.

Серед варіантів виконання стику можна відзначити модель, запропоновану Л.Л. Кукшою, В.Д. Кузнєцовим, А.С. Городецьким, Д.А. Городецьким [2].

Проте питанням застосування сучасних програмних комплексів для розв'язання таких завдань останнім часом не приділялося достатньої уваги. Натепер цього наукового завдання не виконано, але є ряд пропозицій щодо комп'ютерного моделювання.

Теорія

Розглядаючи безбалкові безкапітельні перекриття, найбільшу увагу приділяють зоні продавлювання плити тілом колони.

У разі нелокального продавлювання схема переміщень плити в приопорній зоні має характер, показаний на рис. 1, з якого видно, що без жорсткої опорної грані і прикладеної по її краю сили випадок нагадує ідеалізований зріз за наявності опори у вигляді колони [1].

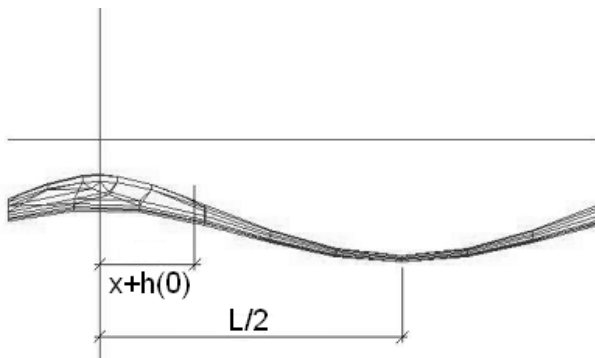


Рис. 1. Схема переміщень плити по вертикальній осі Z у приопорній зоні плити

Потрібно розглянути модель сприйняття перерізувальних сил у цій ділянці, у якій би враховувалась особливість роботи цього вузла.

Запропонована модель ґрунтується на консервативних розрахункових методах, які становлять основу чинних норм.

Пропоновані розрахункові залежності є рекомбінацією розрахункових положень, наведених в СНіП 2.03.01–84*[3] та в підручнику [4] в розділі розрахунку міцності на місцеву дію і міцності перетинів, похилих до поздовжньої осі елемента. У моделі розглядається колона квадратного поперечного перетину.

Основною розрахунковою умовою міцності, як і в СНіП 2.03.01–84*, пропонується такий вираз:

$$F < F_u, \quad (1)$$

де

F – розрахункова продавлювальна сила;

F_u – сила, яку сприймає конструкція плити в зоні примикання до колони.

Коефіцієнт надійності за винятком навантажень, які прикладено до верхньої грані піраміди продавлювання $\gamma_f > 1$.

За схеми зламу по піраміді продавлювання, грані якої нахилені під кутом 45° (рис. 2), згідно зі СНіП 2.03.01–84*[3] та підручником [4] складові формули (1) знаходять так:

$$F = (g + v)[l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)],$$

де

g – постійне розподілене навантаження (власна вага конструкції);

v – тимчасове розподілене навантаження;

l_1 і l_2 – розміри меншого та більшого прогонів плити;

x і y – геометричні характеристики приопорної зони плити;

h_0 – висота поперечного перетину.

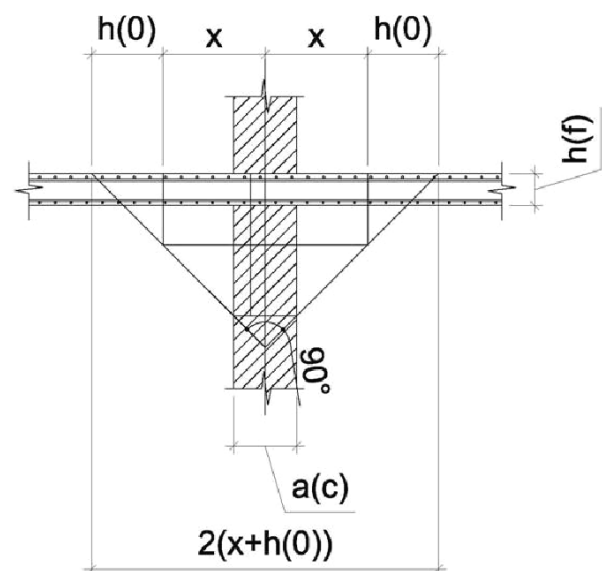


Рис. 2. Піраміда продавлювання безбалкової безкапітельної плити колоною

Силу F_u за наявності в піраміді продавлювання додаткової поперечної арматури визначають як F_{uw} :

$$F_{uw} = F_b + 0,8 F_{sw}, \quad (2)$$

де

F_b – сила, що сприймається бетонним перетином у приопорній зоні перекриття;

F_{sw} – сума всіх зусиль, що сприймаються додатковим армуванням, яке перетинає бокові грані піраміди продавлювання.

Коефіцієнт 0,8 у формулі (2) означає можливі відхилення схеми від фактичної роботи елемента. Інші елементи цієї залежності визначають як:

$$F_b = \alpha R_{bt} U_m h_0, \quad (3)$$

де

R_{bt} – розрахунковий опір бетону осьовому розтягання для граничних станів першої групи, (т/м²);

α – емпіричний коефіцієнт для важкого бетону: $\alpha = 1,0$ [3];

U_m – півсума периметрів верхньої і нижньої основ піраміди, що виникає від продавлювання в межах робочої висоти перетину h_0 .

Відповідно до СНіП [3] передбачається, що продавлювання відбувається по бічній поверхні піраміди, меншою основою якої є площа дії продавлювальної сили, а бічні грані нахилені під кутом 45° до горизонталі.

Кут нахилу бічних граней встановлено експериментально. Зусилля F_{sw} у всіх нормативних джерелах визначають зі співвідношення

$$F_{sw} = \sum_i (R_{sw} A_{sw}),$$

де

i – вертикальні стрижневі елементи конструкції, що працюють на розтягання;

R_{sw} – розрахунковий опір поперечної арматури розтягання на дію поперечної сили;

sw – належність параметра до поперечного армування;

A_{sw} – площа перетину хомутів, розмішених в одній площині нормального перетину елемента.

Беручи до уваги поперечну арматуру, зусилля F_{sw} повинно бути не меншим за $0,5 F_b$.

У разі розміщення хомутів на обмеженій ділянці поблизу зосередженого вантажу виконують додатковий розрахунок на продавлювання піраміди з верхньою основою, розміщеною по контуру ділянки з поперечною арматурою, з умови (3) [5–7].

Поперечна арматура, передбачена для сприйняття поперечних сил, повинна мати надійне анкерування на кінцях, виконане приварюванням або обхватом поздовжньої арматури, що забезпечує однакову надійність і з'єднань, і хомутів.

Поперечна арматура в плитах у зоні продавлювання встановлюється з кроком не більшим за $1/3 h$ і 200 мм, при цьому ширина зони установаження поперечної арматури повинна бути не меншою ніж $1,5 h$ (де h – товщина плити)[3].

Оцінювання різноманітних способів моделювання вузла

Існуючі програмні комплекси дають змогу моделювати ті чи інші елементи та їх з'єднання різними способами. Проте інколи можна змоделювати один і той самий вузол різними методами і в результаті мати не зовсім коректний результат.

Проаналізуємо можливості моделювання та розрахунку стику безкапітельних безбалкових перекриттів за допомогою МСЕ. Дослідимо залежність напруженого стану плити від способів моделювання колони перекриття та можливостей моделювання стику колони і перекриття в програмних комплексах для розрахунку будівельних конструкцій. Для розрахунків використаємо програмні комплекси ЛІРА та МОНОМАХ [2].

Для оцінювання стику колони та плити беремо за основу модель 18-поверхової будівлі з дворівневим підземним паркінгом:

– висота поверху – 3,6 м;

– товщина плити перекриття 22 см (клас бетону В30, арматура поздовжня А400С2 та поперечна А240С);

– колони з поперечним перетином 0,4×0,4 м (клас бетону В50, арматура поздовжня А400С2 та поперечна А240С);

– крок колон 8,1×8,1 м.

Скінченно-елементну модель відтворено в програмному комплексі МОНОМАХ (рис. 3).

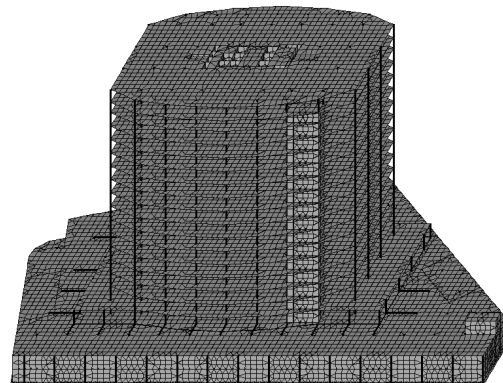


Рис. 3. Скінченно-елементна модель піддослідної будівлі в програмному комплексі МОНОМАХ

Для аналізу стику плити та колони було вирізано частину плити 13-го поверху (поверх вибирали вибірково) розміром в плані 8×8 м з розбиттям на квадратні елементи розміром $0,4 \times 0,4$ м. Моделі перенесено в програмний комплекс ЛІРА.

У трансформованій моделі прикладено ті самі переміщення та навантаження, що були отримані в програмі МОНОМАХ методом задання вимушених переміщень по контуру плити. Після чого було перевірено відповідність моделей та згущення сітки плити з $0,4 \times 0,4$ до $0,1 \times 0,1$ м для отримання більш детальної картини (рис. 4).

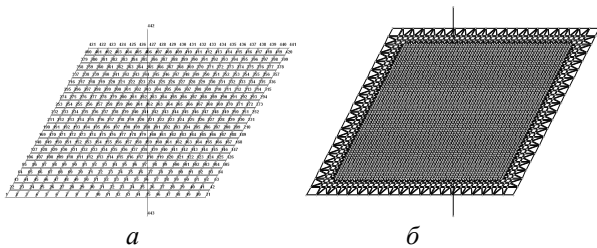


Рис. 4. Модель перед згущенням сітки плити $0,4 \times 0,4$ м (а), після згущення сітки плити $0,1 \times 0,1$ м (б)

Наступним кроком стало моделювання різних варіантів стику колони та плити в програмному комплексі ЛІРА (рис. 5):

– стандартне з'єднання колони та плити у програмний комплекс ЛІРА: колона моделюється як стрижень, плита – як пластина;

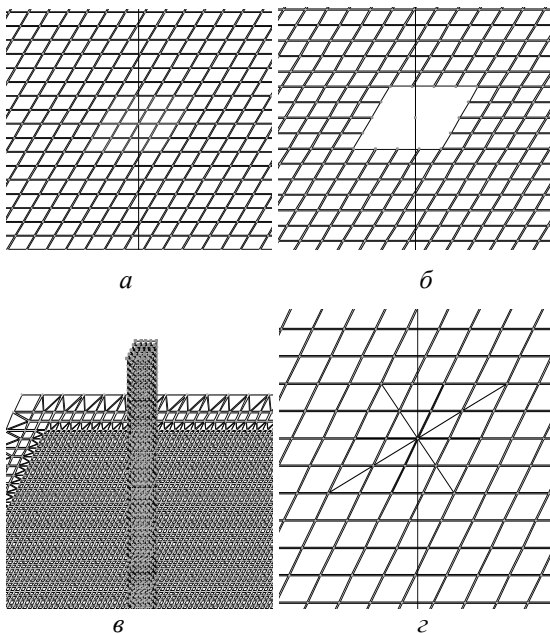


Рис. 5. Моделювання вузлів стику:
а – стандартне з'єднання колони та плити;
б – абсолютно жорстке тіло;
в – колона як об'ємний елемент;
г – жорсткі вставки у вузлі примикання колони та плити

– абсолютно жорстке з'єднання колони та плити: колона моделюється як стрижень, плита – як пластина, по контуру з'єднання плити та колони введено абсолютно жорстке тіло;

– абсолютно жорстке тіло нездатне до деформації, тобто це тіло з нескінченно високим відношенням сили пружності до спричиненої нею деформації;

– з'єднання колони як об'ємного елемента та плит: колона моделюється як об'ємний елемент, створена за допомогою переміщення та повороту утворювальної, плита – як пластина;

– жорсткі вставки у вузлі примикання колони та плити: колона моделюється як стрижень, плита – як пластина, в тілі плити за напрямками X, Y , а також під кутами 45° до X, Y , установлено жорсткі вставки.

Результати розрахунку показано на рис. 6. Для подальшого дослідження як приклад використовуємо третій варіант; стик колони виконуємо як об'ємний елемент або 3D елемента та плиту – як пластину. Ця модель найбільш відповідає реальній роботі конструкції (рис. 6).

Фінальним моментом дослідження є побудова графіків згинальних моментів M та Q залежно від відстані, що береться від краю колони, по осі відкладення графіку X .

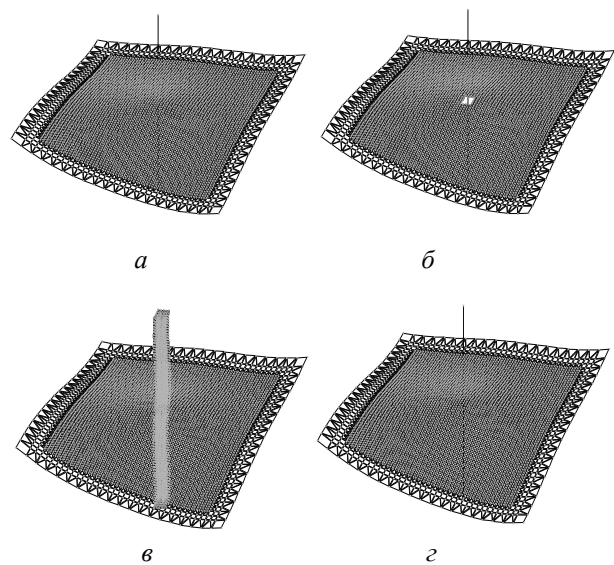


Рис. 6. Схема деформації плити та колони після розрахунку в програмному комплексі ЛІРА:

а – стандартне з'єднання колони та плити;
б – абсолютно жорстке тіло;
в – колона як об'ємний елемент;
г – жорсткі вставки у вузлі примикання колони та плити

Для коректного аналізу беремо результати, які лежать поза колоною, тобто розмір $0,4 \times 0,4$ м не враховуємо. Графіки побудовано із кроком $0,1$ м по осі абсцис (рис. 7).

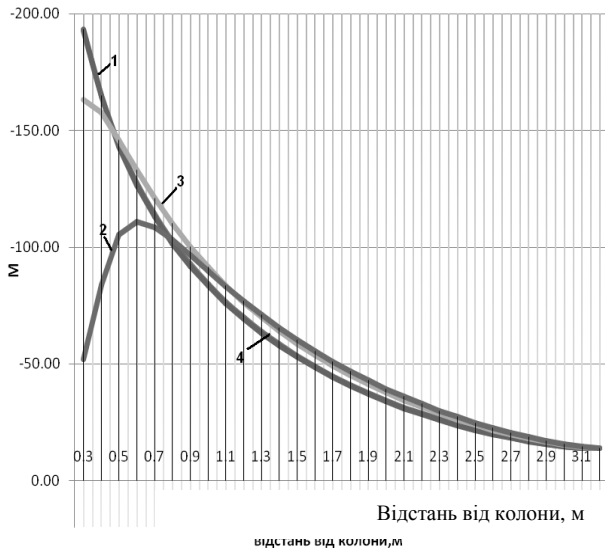


Рис. 7. Порівняльний графік M :

- 1 – стандартне з'єднання колони та плити;
- 2 – абсолютно жорстке тіло;
- 3 – колона як об'ємний елемент;
- 4 – жорсткі вставки у вузлі примикання колони та плити

Побудована крива моментів для моделі стандартного з'єднання колони та плити не відрізняється від кривої з жорсткими вставками, тобто вони повністю збігаються. Дуже схожою є картина з жорсткими вставками для моментів, яка майже збігається з двома попередніми, але має відносно невелику похибку.

Інша ситуація виявилась з моделлю з абсолютно жорстким тілом.

Графіки моментів значно відрізняються від попередніх на відстані від $0,3$ до $0,6$ м від центра колони, але на відстані від $0,6$ м вони майже не відрізнялись від трьох попередніх моделей, але більш близькою на цьому відрізку виявилась модель з колоною як об'ємним елементом.

Побудовані криві перерізуювальних сил мають такий самий характер, що й для моментів (рис. 8).

Побудована крива перерізуювальних сил для моделі стандартного з'єднання колони та плити не відрізняється від кривої з жорсткими вставками, тобто вони повністю збігаються. Також дуже схожою є картина з жорсткими вставками для перерізуювальних сил, як і з моделлю з абсолютно жорстким елементом.

Графіки перерізуювальних сил значно відрізняються від попередніх на відстані від $0,3$ до $0,6$ м від центра колони, але на відстані від $0,6$ м вони майже не відрізнялись від трьох попередніх моделей; більш близькою на цьому відрізку виявилась модель з колоною як об'ємним тілом.

Аналізуючи всі чотири випадки армування, можна зробити висновки, що при армуванні плити нижня арматура за напрямками X, Y , мала однакові значення, максимальне з яких – $15,9 \text{ см}^2/\text{м}$.

Беручи до уваги верхню арматуру, невеликі локальні відмінності біля стику колони та плити виявлені в стандартному варіанті з'єднання та при використанні абсолютно жорсткого тіла.

На відміну від інших двох варіантів вони були переармовані приблизно на 20% , що не економічно.

У випадку аналізу на поперечну арматуру можна вважати, що всі моделі, крім моделі з абсолютно жорстким тілом, показали більш-менш позитивний результат, тобто можна було проаналізувати ситуацію більш коректно, в моделі з абсолютно жорстким тілом цього зробити не вдалось, оскільки виявлялися дуже несподівані локальні всплески арматури по контуру колони, проаналізувати які важко, наприклад були сусідні триангуляційні квадрати, один з яких заармований максимально, а в іншому арматура взагалі не потрібна.

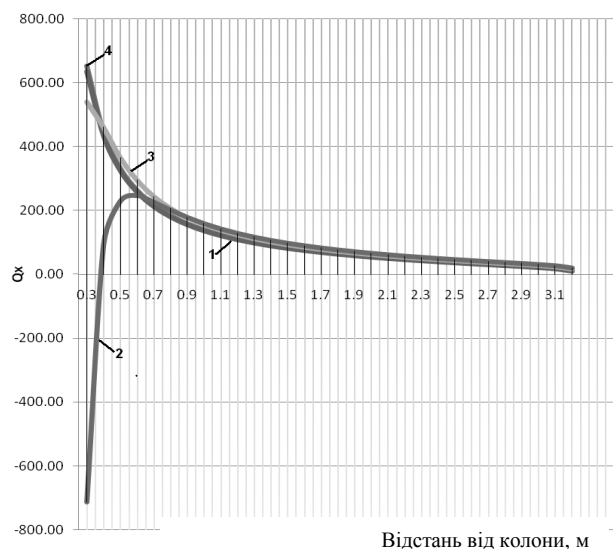


Рис. 8. Порівняльний графік Q :

- 1 – стандартне з'єднання колони та плити;
- 2 – абсолютно жорстке тіло;
- 3 – колона як об'ємний елемент;
- 4 – жорсткі вставки в вузлі примикання колони та плити

Висновки

При застосуванні комп'ютерних методів розрахунку потрібно враховувати, що похибки, які можуть виникнути при створенні розрахункових комп'ютерних моделей.

Важливо пам'ятати, що моменти знаходять як другу похідну від переміщень, а перерізуючі сили – як третю похідну. Кожна наступна похідна погіршує точність параметра. Саме це і є найбільшим недоліком МСЕ у переміщеннях, що змушує вчених шукати альтернативні числові методи. У загальному випадку краще звертати увагу на ізополя зусиль та арматуру.

Найбільш раціональним методом армування плити на поперечні сили є розрахунок її на продавлювання. Оскільки перерізуючі сили концентруються в зонах опор, то якщо буде забезпечена міцність плити на продавлювання (тобто виконано розрахунок у цій зоні на поперечні сили), то поперечне армування в інших зонах буде конструктивним.

Усі моделі, окрім однієї, мали відносно однакові результати, модель з абсолютно жорстким тілом мала незбіжність з іншими моделями на відстані 0,6 м від центра колони.

Аналізуючи армування плити, можна вважати, що всі випадки мали приблизно однакові результати за нижнім і верхнім армуванням, дві моделі мали переармування на 20 %, що є суттєвим. Беручи до уваги поперечне армування найбільш прийнятною є модель з абсолютно жорсткими вставками.

Література

1. *Ватин Н.І.* Соединение железобетонной безребристой безкапитальной плиты в железобетонном каркасе / Н.І. Ватин, А.Д. Иванов. – С. Пб: СПбОДЗПП, 2006. – 82 с.
2. *Розрахунок і проектування висотних будівель з монолітного залізобетону* / А.С. Городецький, Л.Г. Батрак, Д.А. Городецький и др. – К.: Факт, 2004. – 107 с.
3. *СНіП 2.03.01 – 84** Бетонні та залізобетонні конструкції. – М.:Держбуд СРСР, 1988. – 155 с.
4. *Посібник по проектуванню бетонних та залізобетонних конструкцій без попереднього напруження* (до СНіП 2.03.01 – 84). – М.:Держбуд СРСР – 1989, – 312 с.
5. *Вказівки по розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій з безбалочними перекриттями.* – К.: Будівельне видавництво СРСР, 1975. – 32 с.
6. *Вказівки по проектуванню залізобетонних конструкцій з безбалочними перекриттями,* – К.: Будівельне видавництво СРСР, 1979. – 54 с.
7. *Комп'ютерні технології проектування залізобетонних конструкцій* / Ю.В. Верюжський, В.І. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерський. – К.: НАУ, 2006. – 808 с.

Стаття надійшла до редакції 17.09.09.