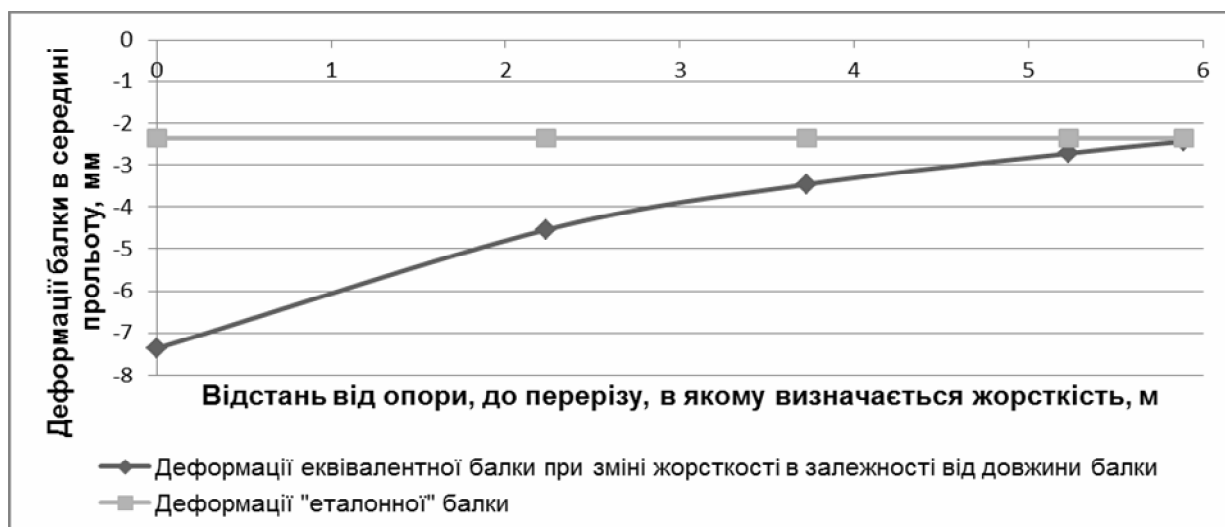


$$I_4 = \frac{200 \cdot 180^3}{12} + 200 \cdot 180 \cdot \left(769,4 - \frac{180}{2}\right)^2 + \frac{200 \cdot 300^3}{12} + 200 \cdot 300 \cdot \left(1327 - 769,4 - \frac{300}{2}\right)^2 = 27,13 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

$$I_5 = \frac{200 \cdot 180^3}{12} + 200 \cdot 180 \cdot \left(808,8 - \frac{180}{2}\right)^2 + \frac{200 \cdot 300^3}{12} + 200 \cdot 300 \cdot \left(1390 - 808,8 - \frac{300}{2}\right)^2 = 30,30 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

За отриманими жорсткостями виконаємо розрахунок шарнірно опертій балки і отримаємо її деформації. Результати розрахунків порівняємо

з деформаціями, отриманими для еталонної розрахункової схеми.



Висновок: Із отриманих результатів видно, що найбільше співпадіння є при висоті балки в середині прольоту. Отже, при моделюванні збір-

ної залізобетонної ґратчастої балки її жорсткість слід визначати в середині прольоту.

Выполнено исследование напряженно-деформированного состояния диска перекрытия при учете совместной работы между плитами, при опирании его с одной стороны на сборный железобетонный ригель, а с другой на кирпичную кладку. Выполнен сравнительный анализ с напряженно-деформированным состоянием диска перекрытия, оперттого на «абсолютно» упругое основание.

The investigation of the stress-strain state, taking into account the overlap of joint work between the plates, the shells is it with one hand on the precast concrete girder, and the other on the brickwork. A comparative analysis of h-stressed state disk overlap, simply supported at the «absolutely» an elastic foundation.

Дата надходження в редакцію: 17.04.12 р.

Рецензент: д.т.н., професор Фомиця Л.М.

УДК 624.025.4

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ЗБІРНОГО ДИСКУ ПЕРЕКРИТТЯ, ОБПЕРТОГО ОДНІЄЮ СТОРОНОЮ НА РИГЕЛЬ, А ІНШОЮ НА ЦЕГЛЯНУ СТІНУ

О.С. Савченко, к.т.н., доцент, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Л.Г. Савченко, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Виконане дослідження напружено-деформованого стану диска перекрытия при врахуванні сумісної роботи між плитами, при обпиранні його з одного боку на збірний залізобетонний ригель, а з іншого на цегляну кладку. Виконаний порівняльний аналіз з напружено-деформованим станом диска перекрытия, обпертого на «абсолютно» пружну основу.

Постановка проблеми в загальному вигляді. В сучасній практиці проектування збірні плити перекриття розраховуються як окремі конструкції за балковою схемою. Однак існує багато досліджень, які доказують, що замонолічені міжплитні шви передають зусилля з однієї плити на іншу, утворюючи диск перекриття. Таким чином плити вже розглядаються не як окремі елементи, а елементи, які входять до складу диску. Урахування сумісної роботи плит перекриття і покриття значно зменшує необхідну кількість арматури для армування плити.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідженню сумісної роботи плит перекриття в складі збірного диску присвячена значна кількість робіт. Проведені дослідження напружено-деформованого стану перекриттів, які спираються на чотири сторони, при спиранні плит на «абсолютно» жорстку основу (цегляну стіну), при спиранні плит перекриття на ригелі. Однак дослі-

дження перекриттів, які спираються однією стороною на цегляну стіну, а іншою на ригелі не проводилися.

Формулювання цілей статті. В дослідницькій частині дипломного проекту поставлена задача дослідити напружено-деформований стан диску перекриття, плити якого спираються однією стороною на цегляну стіну, а іншою на ригелі, який має скінчену жорсткість.

Виклад основного матеріалу дослідження. В своїй роботі А.С. Семченков показав можливість моделювання диску перекриття стержневою системою, при цьому жорсткість поздовжнього стержня прирівнюється згинальній жорсткості плити, а жорсткість полицок прирівнюється циліндричній жорсткості плити. В такому випадку розрахункова схема диску перекриття буде мати вигляд:

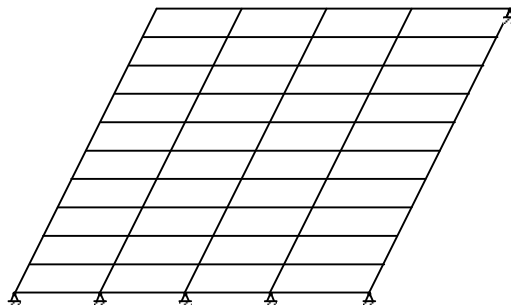


Рис. 1. Розрахункова схема при моделюванні диску перекриття стержневою системою.

Додавши в розрахункову схему на рис. 1 з одного боку ригелі і заборонивши поворот плити навколо власної осі стосовно останнього на опо-

рі, ми отримаємо розрахункову схему збірного перекриття із суцільних або пустотних плит, обпертих торцями на ригелі.

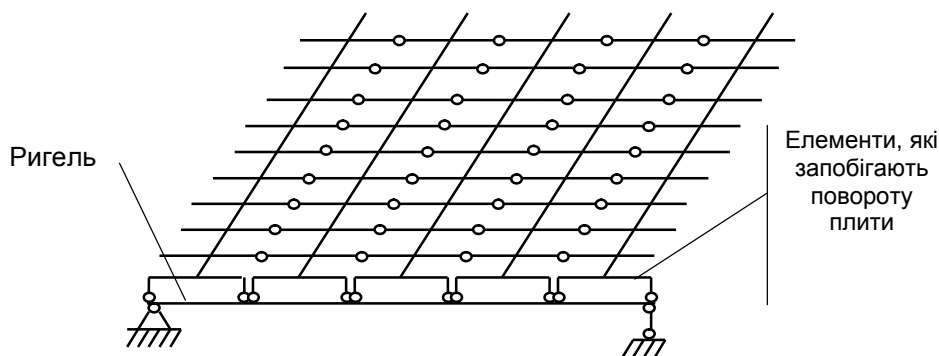


Рис. 2. Розрахункова схема при обпиранні диску перекриття одним боком на ригелі.

Всі елементи розрахункової схеми задаються стрижнями загального виду. Жорсткість поздовжньої балки прирівнюється жорсткості плити, а полицки приймаються із жорсткістю, еквівалентною згинальній жорсткості плити в поперечному (по ширині плити) напрямку.

Геометричні характеристики перерізів пустотних плит обчислені по формулах опору матеріалів. При цьому момент інерції перерізу на крутіння визначається за формулою

$$J_{\text{тор}} = \frac{2 \cdot (B-b)^2 \cdot (H-h)^2}{\frac{(B-b)}{h} + \frac{(H-h)}{b}};$$

де

B - ширина плити;

H - висота плити;

d - діаметр отвору;

t - відстань між центрами отворів;

b - відстань по горизонталі від краю

плити до першого отвору;

h - відстань по вертикалі від краю плити до отворів.

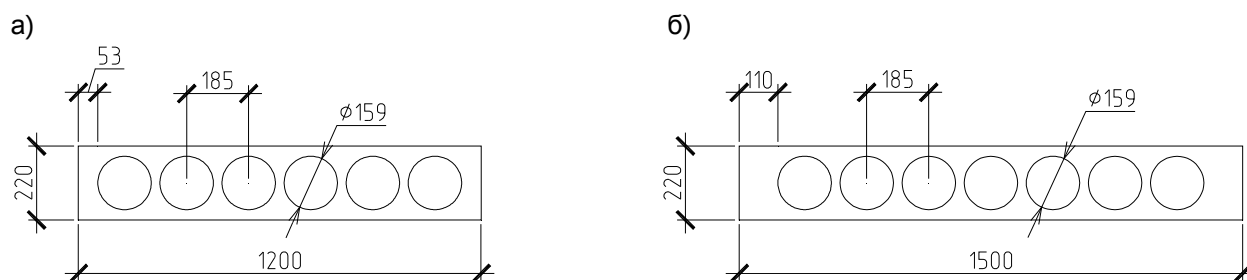


Рис. 3. Поперечний переріз круглопустотних плит шириною 1,2 і 1,5 м.

Підставивши значення у формули, отримаємо геометричні характеристики плит для розра-

хунку на ЕОМ, які наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Геометричні характеристики круглопустотних плит для розрахунку на ЕОМ

Геометричні характеристики	Ширина плити	
	1,2 м	1,5 м
Площа перерізу, F , див ²	1426,66	1888,1
Момент інерції щодо осі Y , J_y , див ⁴	86768,76	110251,45
Момент інерції щодо осі Z , J_z , див ⁴	1881404,87	5227140,36
Момент інерції перерізу на крутіння, J_{tor} , див ⁴	227265,27	291143,88

Для

порівняння завантажуюмо по чергово першу і другу плити в диску перекриття рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю 10 кН/м, який складається всього з чотирьох плит розмірами 1,5x4,8 м.

В результаті розрахунку отримаємо величини зусиль і прогинів в плитах перекриття. Порівняння моментів і поперечних зусиль виконуємо для варіанту, який досліджується і для варіанту без врахування осадки опор



Рис. 4. Графіки порівняння згинальних моментів в першій плиті при її завантаженні

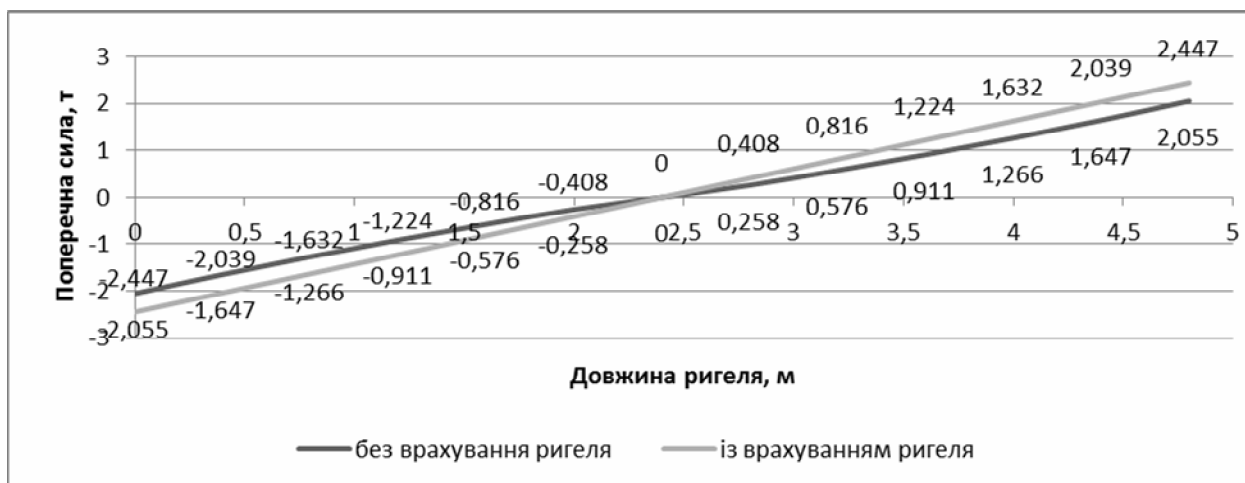


Рис. 5. Графіки порівняння поперечних сил в першій плиті при її завантаженні

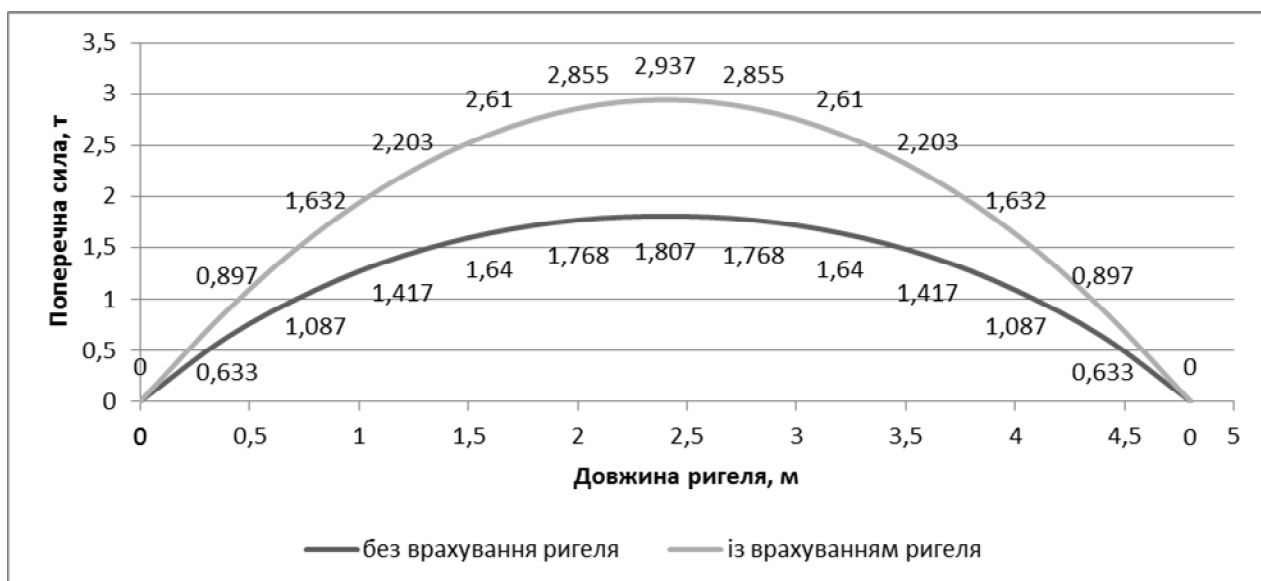


Рис. 6. Графіки порівняння згинальних моментів в другій плиті при її завантаженні

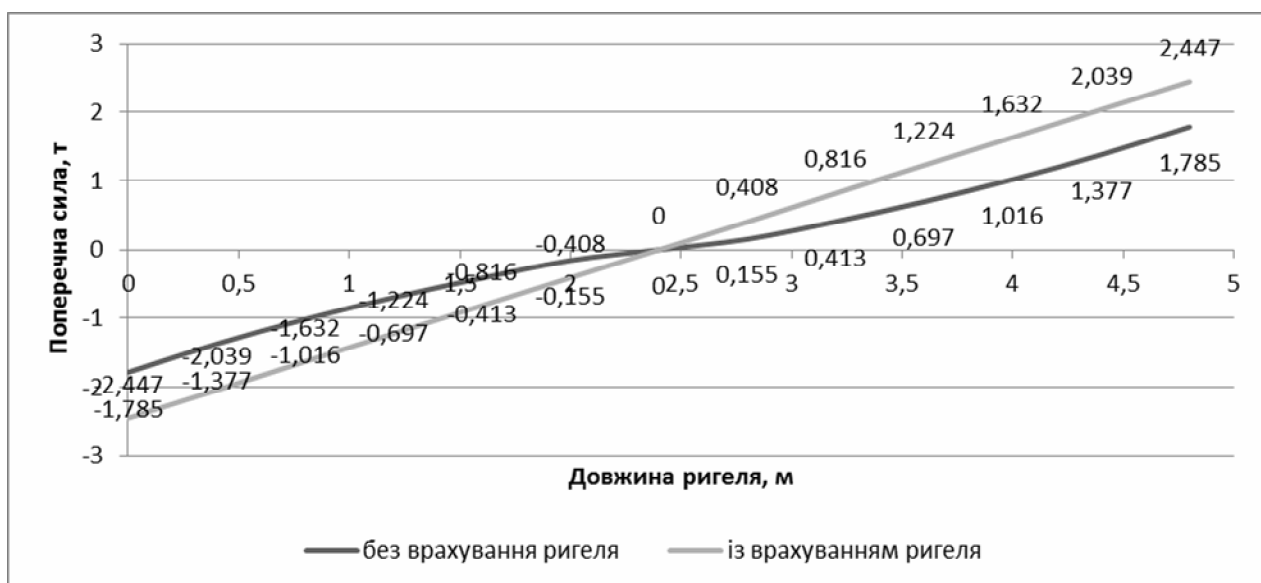


Рис. 7. Графіки порівняння поперечних сил в першій плиті при її завантаженні

Із графіків порівняння зусиль видно, що жорсткість ригеля значно впливає на зусилля, які виникають в плиті при врахуванні сумісної роботи плит. Тобто при розрахунку диску перекриття обертового однією стороною на ригель з ураху-

ванням сумісної роботи плит необхідно враховувати жорсткість ригеля, яка значно зменшує ефект просторової роботи плит перекриття.

В статье доказана необходимость учета при расчете многоэтажных монолитно-каркасных зданий кирпичных стен, расположенных между колоннами и пилонами. Так же доказана возможность замены в расчетной схеме плоских конечных элементов диагональными стержневыми.

In this paper the need to consider when calculating the multi-story cast-in-frame buildings of brick walls, located between the columns and pillars. It is also proved possible to replace a flat design scheme of the finite element diagonal rod finite elements.

Дата надходження в редакцію: 19.04.12 р.

Рецензент: д.т.н., професор Фомиця Л.М.

УДК 725

ВПЛИВ ЦЕГЛЯНИХ СТІН НА ЖОРСТКІСТЬ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ ПРИ КАРКАСНО-МОНОЛІТНОМУ БУДІВНИЦТВІ

О.С. Савченко, к.т.н., доцент, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Л.Г. Савченко, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

В статті доказана необхідність врахування при розрахунку багатопверхових монолітно-каркасних будинків цегляних стін, що розташовані між колонами і пілонами. Також доказана можливість заміни в розрахунковій схемі плоских скінчених елементів діагональними стрижневими.

Постанова проблеми у загальному вигляді. На сьогоднішній день лівову частку будівництва громадських і багатопверхових житлових будівель в Україні складають монолітно-каркасні будівлі. При висотному будівництві питання забезпечення жорсткості будівлі при горизонтальних навантаженнях є дуже актуальним, оскільки зі збільшенням поверховості будівлі збільшується і горизонтальне вітрове навантаження.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. В загальноприйнятому методі розрахунку каркасно-монолітних будівель несучими елементами будівлі є монолітні залізобетонні перекриття, які спираються на монолітні залізобетонні колони і пілони. Колони і пілони є тонкими елементами, які при висотному будівництві сприймають на себе великі згинальні моменти. Саме з цієї причини колони нижніх поверхів зазвичай виконують більшого перерізу і з більшим коефіцієнтом армування.

Формулювання цілей статті. Включення в роботу поперечної рами каркасно-монолітної будівлі цегляної кладки повинно знизити деформативність самої конструкції і зменшити зусилля, які виникають в вертикальних несучих елементах нижніх поверхів.

Виклад основного матеріалу дослідження. Для вирішення цієї задачі приймемо для розрахунку один проліт монолітно-каркасної будівлі, який завантажимо одиничним рівномірно розподіленим по висоті навантаженням. Для порівняння виконаємо три варіанти розрахунку: по-перше, варіант з урахуванням цегляної кладки між коло-

нами, яку моделюємо плоскими скінченими елементами; по-друге, варіант з урахуванням цегляної кладки між колонами, яку моделюємо розташованим по діагоналі стрижневим елементом, щоб довести можливість моделювання такої системи; по-третє, варіант без врахування цегляної кладки між колонами, для порівняльного аналізу результатів розрахунку.

При розрахунку приймаємо марку цегли та розчину на всіх поверхах будівлі однаковою (марка цегли 100, марка розчину 25). При цьому у відповідності до СНиП II-22-81 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» модуль пружності (початковий модуль деформації) кладки при короткочасному навантаженні повинен прийматися рівним для неармованої кладки:

$$E_0 = \alpha R_u$$

де α – пружна характеристика кладки, що приймається по п. 3.21 СНиП. Для глиняної цегли $\alpha = 1000$

R_u – розрахунковий опір кладки (для марка цегли 100 і марки розчину 25 $R_u = 1,5 \text{ МПа}$).

В такому випадку:

$$E_0 = 1000 \cdot 1,5 = 1500 \text{ МПа}$$

Модуль деформації кладки при розрахунку конструкцій по міцності кладки для визначення зусиль в кладці, що розглядається в межах стану стиску при умові, що деформації кладки визначаються сумісною роботою з елементами конструкцій із інших матеріалів по формулі:

$$E = 0,5E_0$$

Таким чином