

ВИЗНАЧЕННЯ ЕКВІВАЛЕНТНОЇ ЖОРСТКОСТІ ДВОСХИЛОЇ ҐРАТЧАСТОЇ БАЛКИ ПРИ МОДЕЛЮВАННІ ЇЇ СТРИЖНЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

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 визначена еквівалентна жорсткість балки при її моделюванні стрижневим скінченим елементом. Виконане порівняння деформацій балки з еквівалентною жорсткістю з деформацією балки, що моделюється плоскими скінченими елементами.

Постанова проблеми у загальному вигляді. При розрахунку поперечної рами, горизонтальним елементом якої є двосхила балка, за методом скінчених елементів актуальним є питання визначення жорсткості елемента, що моделює роботу такої балки. Складність полягає в тому, що метод скінчених елементів не дозволяє задатися змінною по довжині елементу жорсткістю, що дозволило би з точністю підійти до розрахунку поперечних рам з двосхилою балкою покриття. Точність розрахунку за методом скінчених елементів залежить від кількості елементів, на які розбивається конструкція.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. На сучасних етапах при розрахунку будівельних

конструкцій широко використовують так звану еквівалентну жорсткість. Еквівалентною жорсткістю вважають таку жорсткість, яка забезпечує рівність деформацій в реальній конструкції і в елементі, що моделює таку конструкцію.

Формулювання цілей статті. Метою дослідження є визначення еквівалентної жорсткості двосхилої ґратчастої балки прогоном 12 м з метою полегшення формування розрахункової схеми для розрахунку поперечної рами промислових будівель.

Виклад основного матеріалу дослідження. Для дослідження приймемо залізобетонну кроквяну ґратчасту балку по серії 1.462.1-3/89 1БДР 12. (рис. 1)

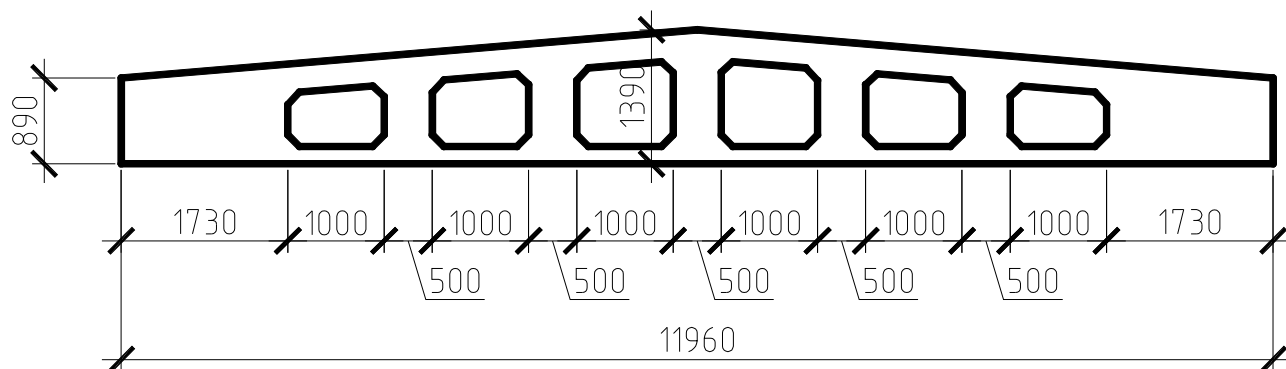


Рис. 1. Загальний вигляд залізобетонної кроквяної ґратчастої балки 1 БДР 12.

Для порівняльного аналізу приймемо два типи розрахункових схем для розрахунку балки за методом скінчених елементів:

1 – змодельована стрижневими скінченими елементами;

2 – змодельована трикутними пластинчастими елементами.

Балку в обох випадках шарнірно закріпимо

на опорах і завантажимо рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю 10 кН/м. В обох випадках приймаємо бетон класу В40, для якого модуль пружності матеріалу складає 360 МПа.

Розрахункова схема балки в першому випадку буде мати вигляд, наведений на рис. 2.

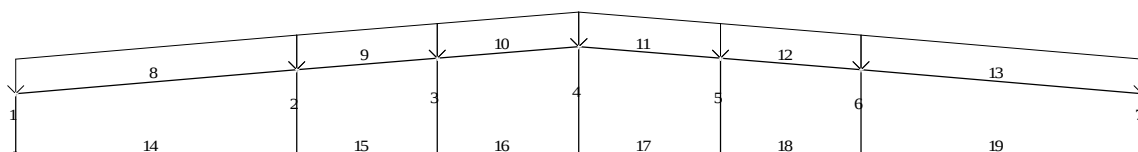


Рис. 2. Розрахункова схема балки при її моделюванні стрижневими скінченими елементами.

При моделюванні балки стержневими скінченими елементами всі елементи приймаємо загального типу. Жорсткість елементів задаємо у вигляді прямокутного перерізу. Переріз елементів верхнього поясу приймаємо 200×300 мм. Переріз елементів нижнього поясу приймаємо 200×180 мм. Переріз вертикальних середніх еле-

ментів приймаємо 200×500 мм. Переріз вертикальних крайніх елементів приймаємо 200×1730 мм.

Розрахункова схема балки в другому випадку буде мати вигляд, наведений на рис. 3.

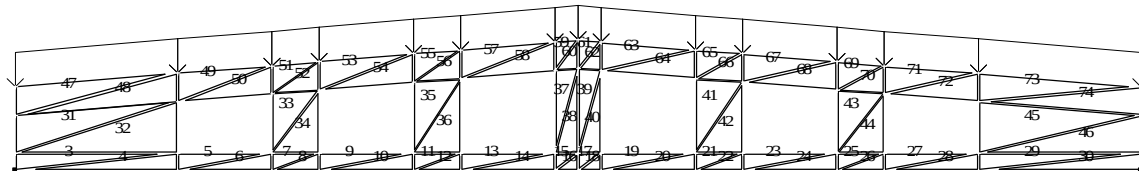


Рис. 3. Розрахункова схема балки при її моделюванні трикутними пластинчастими скінченими елементами.

При моделюванні балки пластинчастими скінченими елементами всі елементи приймаємо трикутними. Товщину всіх елементів приймаємо 200 мм. Коефіцієнт Пуассона приймаємо рівним 0.15.

В результаті розрахунку отримані деформовані схеми для двох типів розрахункових схем. Величини прогинів по довжині балки наведені на графіку (рис. 4).

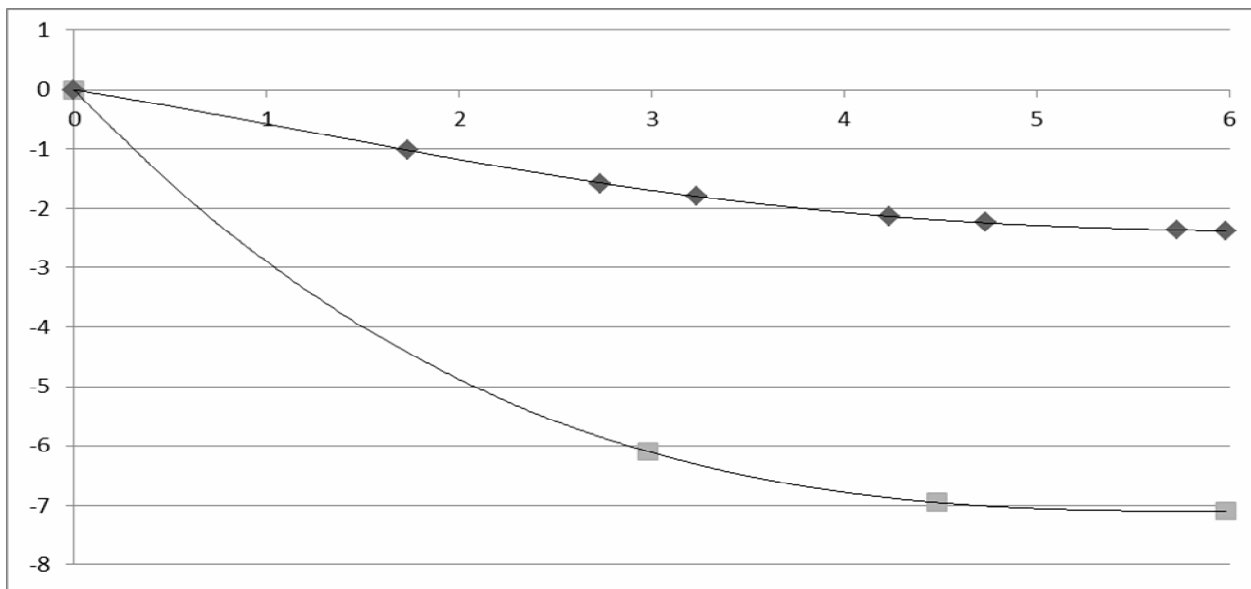


Рис. 4. Графік порівняння деформацій при різних розрахункових схемах для двосхилої ґратчастої балки.

Отже, із наведеного на рис. 4 графіку видно, що деформації при різних видах розрахункових схем значно відрізняються одна від одної, тобто одна із наведених розрахункових схем не відповідає дійсній роботі конструкції. Із наведених в серії деформацій можна зробити висновок, що більш близькою до реальної роботи конструкції є розрахункова схема з пластинчастими трикутними елементами. Це також можна пояснити тим, що по-перше крайній вертикальний стержень розташовується не по осі елемента, який він моделює, а по-друге пластинчасті елементи дозволяють також врахувати пружні деформації матеріалу конструкції.

Тепер можна підібрати стержень такої жорсткості, щоб деформація стержня відповідала деформації балки.

Щоб жорсткість елемента на згин прив'язати до двосхилої ґратчастої балки, приймемо для порівняння жорсткості поперечного перерізу в місцях розташування отворів в ній, а також над опорою і в середині прольоту, умовно прийнявши, що і в цих місцях налічуються отвори, і порівняємо її деформації з деформаціями, прийнятими в якості еквівалентних. Перерізи в місці розташування кожного отвору зазначені на рис. 5.

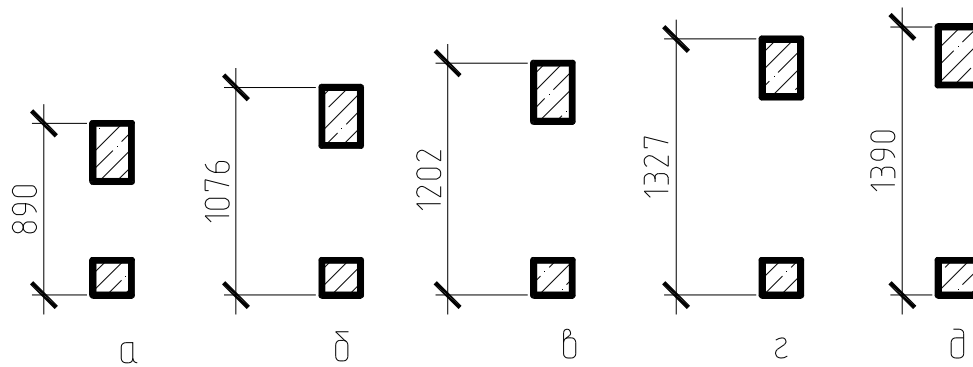


Рис. 5. Поперечні перерізи в місцях розташування отворів в двосхилій ґратчастій балці.
а – I отвір; б – II отвір; в – III отвір

Площа перерізів в усіх трьох місцях буде однаковою і складатиме $A=300 \cdot 200 + 180 \cdot 200 = 96000 \text{ мм}^2$. Для визначення моменту інерції перерізу необхідно визначення статичного моменту пере-

різу. Статичний момент перерізу визначаємо відносно нижньої грані перерізу.

$$S_1 = 180 \cdot 200 \cdot \frac{180}{2} + 300 \cdot 200 \cdot \left(890 - \frac{300}{2}\right) = 47640000 \text{ мм}^3$$

$$S_2 = 180 \cdot 200 \cdot \frac{180}{2} + 300 \cdot 200 \cdot \left(1076 - \frac{300}{2}\right) = 58800000 \text{ мм}^3$$

$$S_3 = 180 \cdot 200 \cdot \frac{180}{2} + 300 \cdot 200 \cdot \left(1202 - \frac{300}{2}\right) = 66360000 \text{ мм}^3$$

$$S_4 = 180 \cdot 200 \cdot \frac{180}{2} + 300 \cdot 200 \cdot \left(1327 - \frac{300}{2}\right) = 73860000 \text{ мм}^3$$

$$S_5 = 180 \cdot 200 \cdot \frac{180}{2} + 300 \cdot 200 \cdot \left(1390 - \frac{300}{2}\right) = 77640000 \text{ мм}^3$$

Положення нейтральної осі для кожного перерізу визначаємо із відношення статичного моменту перерізу і його площі.

$$y_1 = \frac{S_1}{A} = \frac{47640000}{96000} = 496,3 \text{ мм}$$

$$y_2 = \frac{S_2}{A} = \frac{58800000}{96000} = 612,5 \text{ мм}$$

$$y_3 = \frac{S_2}{A} = \frac{66360000}{96000} = 691,3 \text{ мм}$$

$$y_4 = \frac{S_3}{A} = \frac{73860000}{96000} = 769,4 \text{ мм}$$

$$y_5 = \frac{S_3}{A} = \frac{77640000}{96000} = 808,8 \text{ мм}$$

Момент інерції відносно нейтральної осі для кожного перерізу:

$$I_1 = \frac{200 \cdot 180^3}{12} + 200 \cdot 180 \cdot \left(496,3 - \frac{180}{2}\right)^2 + \frac{200 \cdot 300^3}{12} + 200 \cdot 300 \cdot \left(890 - 496,3 - \frac{300}{2}\right)^2 = 10,05 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

$$I_2 = \frac{200 \cdot 180^3}{12} + 200 \cdot 180 \cdot \left(612,5 - \frac{180}{2}\right)^2 + \frac{200 \cdot 300^3}{12} + 200 \cdot 300 \cdot \left(1076 - 612,5 - \frac{300}{2}\right)^2 = 16,27 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

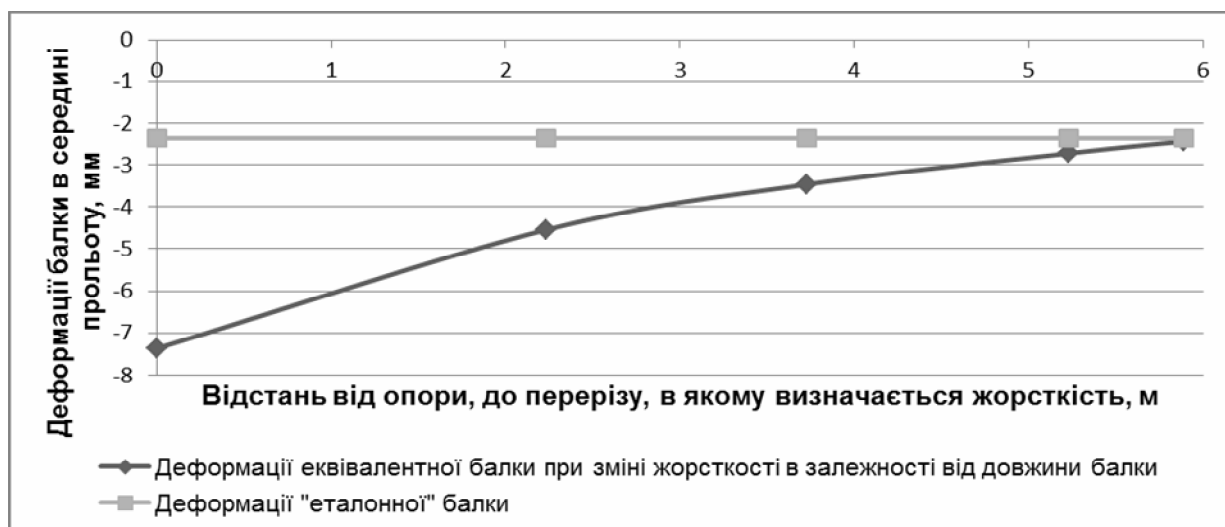
$$I_3 = \frac{200 \cdot 180^3}{12} + 200 \cdot 180 \cdot \left(691,3 - \frac{180}{2}\right)^2 + \frac{200 \cdot 300^3}{12} + 200 \cdot 300 \cdot \left(1202 - 691,3 - \frac{300}{2}\right)^2 = 21,37 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

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

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

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, опертая 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.