

**УДК 624.012.46**

**Вознюк Л. І., аспірант, Демчина Б. Г., д.т.н., проф.,  
Дубіжанський Д. І., к.т.н., доц. (Національний університет «Львівська  
політехніка», м. Львів)**

## **ДОСЛІДЖЕННЯ ТРЬОХШАРОВИХ БАЛОЧНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ НА ЗГИН**

**У статті описано методика дослідження трьохшарових залізобетонних балочних плит на згин. Наведено результати експериментально-теоретичних досліджень. Розрахунок проведено по нелінійній деформаційній моделі.**

**Ключові слова:** залізобетонні елементи, міцність, трьохшарові балочні плити перекриття.

**Вступ.** Враховуючи сучасні вимоги до енергоефективності, зменшенню працезатрат та швидкості монтажу конструкцій досить перспективними виглядають збірні залізобетонні шарові плити. Такий принцип влаштування перекриття – якісна альтернатива моноліту та стандартним залізобетонним плитам перекриття. Важливою перевагою цих конструкцій є простий і швидкий монтаж. Враховуючи невеликі розміри елементів плит, влаштування перекриття можна виконувати без використання дорогих підйомно-транспортних механізмів.

Перекриття із збірних трьохшарових плит можна адаптувати під будь-який проект реконструкції чи нового будівництва. При реконструкції часто виникає проблема подачі бетону у важкодоступні приміщення. Використання невеликих за розміром збірних елементів значно спрощує задачу по влаштуванню такого перекриття. Такі елементи можуть монтуватися ручним способом, володіють хорошими звукоізоляційними та теплоізоляційними властивостями. Для вивчення роботи таких конструкцій були виготовлені дослідні зразки та проведено їхні експериментальні дослідження.

**Аналіз останніх досліджень.** Вивченням роботи багатошарових конструкцій займалися такі вчені Барашиков А.Я., Журавський О.Д., Штамм К., Витте Х., Майборода В.Ф., Карпюк В.М., Кобелев В.Н., Передерієнко І.Д., Чемодуров В.Т. та інші. Це дозволило ознайомитися із методиками дослідження та розрахунку конструкцій. В [1,5-9] описані різні методики розрахунку, але немає єдиного підходу до вирішення даної проблеми.

**Методика досліджень.** Згідно з програмою та розробленою мето-

дикою дослідження було виготовлено шість трьохшарових залізобетонних плит (табл.1). Дослідні зразки плит прямокутні в плані, розмірами 800 x 400 мм, товщиною 100 мм (рис. 1). Повздовжня робоча арматура в нижньому шарі  $\varnothing 4$  ВР-I з кроком 100x100 мм. Середній шар із керамзитобетону. Товщина нижнього та середнього шару 40 мм, верхнього – 20 мм. Зразки виготовлялися в лабораторії НДЛ-23 НУ «Львівська політехніка».

Дослідження здійснювали випробуванням залізобетонних тришарових плит на дію короткочасного навантаження. Прикладання навантаження відбувалося етапами за допомогою системи розподільчих траверс. Методика випробувань описана у [4].

**Постановка завдання.** Метра роботи – дослідити тришарові балочні плити на згин. Виконати розрахунок конструкцій на основі нелінійної деформаційної моделі. Порівняти експериментальні величини із розрахунковими величинами.

**Результати досліджень.** Характеристика експериментальних плит у таблиці 1. На рис. 1 показано конструкцію дослідних зразків. На рис. 2 стенд для випробувань. На рис. 3 схему розташування приладів.

Таблиця 1

Характеристика дослідних зразків

№	Марка	Розміри плити, ахbхh (м)	Бетон		Арматура
			Важкий бетон	Керамзитобетон	
1	ПК-1	0,8x0,4 x0,1	C25/30	D1000	4 $\varnothing$ ВрI
2	ПК-2				
3	ПК-3				
4	ПК-4				
5	ПК-5				
6	ПК-6				

Плити були запроєктовані таким чином, щоб їх руйнування проходило по нормальному перерізу від дії згинального моменту.

Руйнування плит відбувалося внаслідок досягнення критичних напружень в розтягнутій арматурі по нормальному перерізу плити.

Значення моментів визначалися згідно ДБН В.2.6-1-98:2009 за формулами:

$$\frac{bf_{ck} \varepsilon_{c1}}{\kappa} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} (\gamma)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0; \quad (1)$$

$$\frac{bf_{ck} (\varepsilon_{c1})^2}{\kappa^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} (\gamma)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (X_1 - Z_{si}) = M \quad (2)$$

Розміщення плити в плані

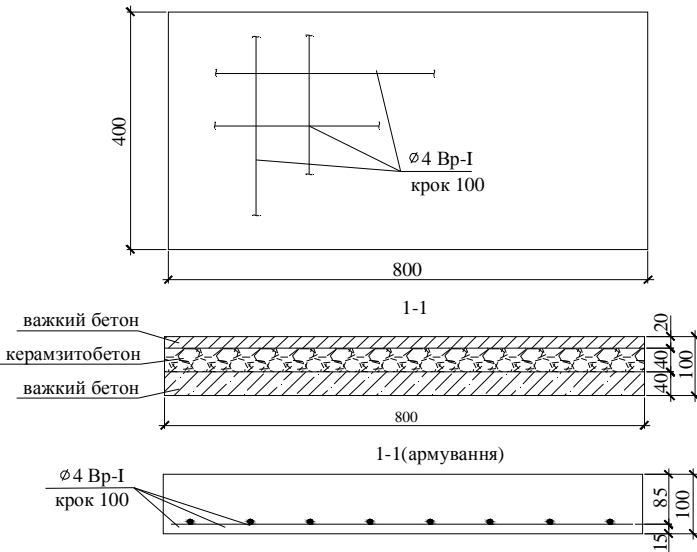


Рис. 1. Конструкція дослідних зразків

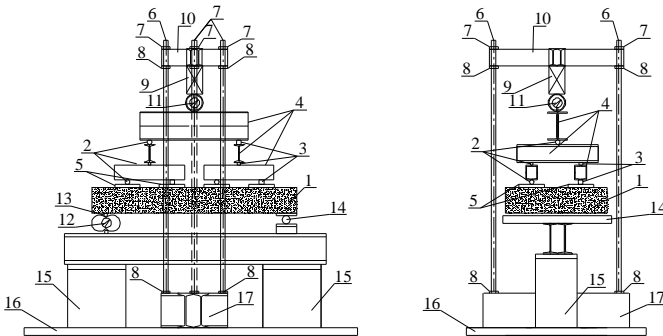


Рис. 2. Конструкція стану для випробовувань:

1 – плита, що випробовується; 2 – шарнірно рухома опора для передачі навантаження; 3 – шарнірно нерухома опора для передачі навантаження; 4 – розподільчі траверси в три ряди; 5 – сталеві пластини; 6 – вертикальні тяги; 7 – завантажувальні гайки; 8-конструктивні гайки; 9 – гідравлічний домкрат; 10 – завантажувальна траверса; 11 – основний динамометр; 12 – перевірочні динамометри; 13,14 – шарнірно рухома і нерухома опори; 15 – опори стану; 16 – силова підлога; 17 – силова траверса

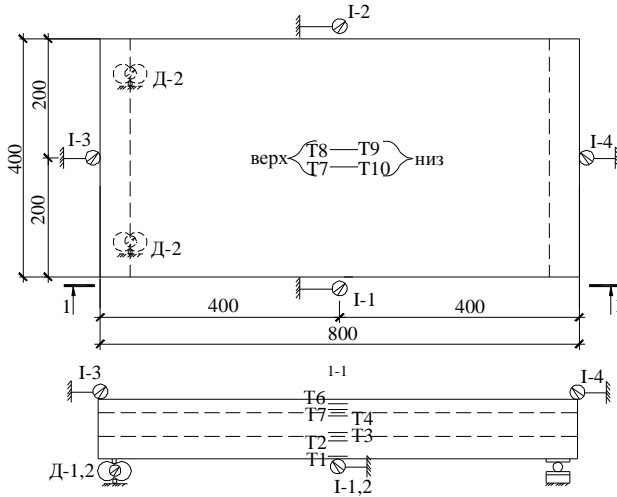


Рис. 3. Схема розташування приладів  
 Д1-Д2 – динамометри; І1-І4 – індикатори; Т1-Т10 – тензорезистори

де  $\epsilon_{c(1)}$  – деформації бетону стисненої фібри перерізу;  $\epsilon_{c(2)}$  – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;  $f_{ck}$  – призмova міцність бетону на стиск;  $a_k$  – коефіцієнти полінома;  $\chi$  – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{(\epsilon_{c(1)} + \epsilon_{c(2)})}{r};$$

$$\gamma = \frac{\epsilon_{c(1)}}{\epsilon_{c1}}$$

$\epsilon_{c1}$  – деформація при максимальних напруженнях в бетоні;

$X_1$  – висота стисненої зони перерізу;

$$X = \frac{\epsilon_{c(1)}}{\chi};$$

$\sigma_{si}$  – напруження в арматурі;

$$\sigma_{si} = \epsilon_{si} E_{si};$$

$\epsilon_{si}$  – відносні деформації арматури;

$$\varepsilon_{si} = \chi(X_1 - Z_{si});$$

$E_{si}$  – модуль пружності арматури;  $z_{si}$  – відстань і-того стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;  $M$  – значення згинального моменту;  $\varepsilon_{c(1)}$  – на першому етапі ітераційного процесу приймається  $0,1\varepsilon_{cu1}$   $\varepsilon_{cu1}$  – номінальні граничні деформації бетону.

Параметри напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного елемента визначаються за допомогою ітераційного процесу. На кожному етапі процесу виконується поступовий розрахунок осереднених відносних деформацій бетону нижньої фібри, при попередньо заданих величинах деформацій верхньої фібри.

Після відповідних перетворень рівняння 1 набуває вигляду:

$$\frac{bf_{ck} h \varepsilon_{c1}}{(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)})} \left[ \frac{a_1}{2} \left( \frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \frac{a_2}{3} \left( \frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_3}{4} \left( \frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_4}{5} \left( \frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 + \frac{a_5}{6} \left( \frac{0,1\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^6 \right] + (3)$$

$$+ 0,1\varepsilon_{cu1} E_s A_s - \frac{z_s (0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)}) E_s A_s}{h} = 0$$

Коли отримували достатню точність в рівнянні розрахунок припиняли і визначали значення згинального моменту, при заданих величинах деформацій, згідно рівняння 2, котре можна записати у такому вигляді:

$$M = \frac{bf_{ck} h^2 \varepsilon_{c1}^2}{(0,1\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c(2)})^2} \left[ \frac{a_1}{3} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_2}{4} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_3}{5} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 + \frac{a_4}{6} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^6 + \frac{a_5}{7} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^7 \right] + (4)$$

$$+ \frac{\varepsilon_{c(1)}^2 h E_s A_s}{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})} - \frac{z_s^2 (\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}) E_s A_s}{h} = 0$$

На наступних етапах збільшувалися відносні відносні деформації бетону на верхній фібрі і розрахунок повторювався. При досягненні граничних деформацій знаходили потрібний момент.

Таблиця 2

## Несуча здатність експериментальних плит

№	Марка	Величина згинальних моментів		$M_{cr}^{exp} / M_{cr}$
		Експериментальні, кНхм	Розрахункові, кНхм	
1	ПК-1	1,721	1,650	1,04
2	ПК-2	1,805	1,650	1,09
3	ПК-3	1,739	1,650	1,05
4	ПК-4	1,789	1,650	1,08
5	ПК-5	1,756	1,650	1,06
6	ПК-6	1,789	1,650	1,08

Згідно проведених розрахунків стиснута зона перерізу знаходилася у верхньому шарі, що підтверджує можливість застосування вище описаного методу розрахунку.

Аналіз виконаних експериментально-теоретичних досліджень показує, що методика розрахунку, згідно діючих норм [2, 3] дозволяє з необхідною точністю визначити міцність досліджуваних плит. Розходження між теоретичними і експериментальними величинами руйнуючих моментів склало 4-9% в сторону збільшення експериментальних величин над теоретичними, що є задовільним.

**Висновки**

1. Апробовано методику експериментальних досліджень тришарових балочних залізобетонних плит.

2. Розходження між теоретичними і експериментальними величинами руйнуючих моментів склало 4...9% в сторону збільшення експериментальних величин над теоретичними.

3. При виконанні верхнього шару із важкого бетону і при розміщенні стиснутої зони перерізу у цьому шарі можливим є застосування розрахунку згідно діючих нормативних документів ДБН В.2.6-1-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6156:2010 по нелінійній деформаційній моделі.

1. Барашиков А. Я. Експериментальні дослідження двошарових плит / Барашиков А. Я., Журавський О. Д., Сморгалов Д. В. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наук. праць. – Вип. 12. – Рівне : НУВГП, 2004. – С. 109–114. 2. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. 3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. 4. Демчина Б. Г. Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК «ЛІРА» / Демчина Б. Г., Рутковська І. З., Вознюк Л. І. // Сучасне промислове та цивільне будівництво Вісник ДонНАБА. – Макіївка, 2009, Том 5, № 4 – С. 179–185. 5. Шгамм К., Витте Х. Многослойные конструкции. Пер. с нем. Т. Н. Орешкиной. – М. : Стройиздат, 1983. – 300 с. 6. Акрамов Х. А. Прочность, жесткость и трещиностойкость изгибаемых железобетонных трехслойных конструкций. Автореферат дис. докт. техн. наук /

Акрамов Х. А. – Ташкент, 2002. – 38 с. **7.** Майборода В. Ф. Расчет прочности и деформативности приопорных участков изгибаемых трехслойных железобетонных конструкций / Майборода В. Ф., Карпюк В. М. // Бетон и железобетон – ресурсо- и энергосберегающие конструкции и технологии: Материалы к X Всесоюз: конф. по бетону и железобетону, Казань окт.1988 г. – Киев : НИИСК Госстроя СССР, 1988. – С. 158–163. **8.** Кобелев В. Н. Расчет трехслойных конструкций / Кобелев В. Н., Коварский П. М., Тимофеев С. И. – М. : Машиностроение, 1984. – 304 с. **9.** Харламов С. Л. Расчет двухслойных железобетонных изгибаемых элементов методами механики разрушения / Харламов С. Л., Пирадов К. А., Дорин В. В. – М. : ООО «ПАЛЕЯ-МИШИН», 2001. – 144 с.

Рецензент: к.т.н., доцент Шпінталь М. Я. (Тернопільський національний економічний університет)

---

**Vozniuk L. I., Post-graduate Student, Demchyna V. H., Doctor of Engineering, Professor, Dubizhansky D. I., Candidate of Engineering, Associate Professor (National University "Lviv Polytechnic", Lviv)**

### **THE INVESTIGATION OF THREE-LAYER BEAM FLOOR SLABS UNDER BENDING**

**The article deals with the testing method of three-layer beam slabs under bending. The results of the experimental and theoretical investigation have been presented in the article. The calculation was performed by nonlinear deformation model.**

**Keywords:** reinforced concrete elements, durability, three-layer beam slabs.

---

**Вознюк Л. И., аспирант, Демчина Б. Г., д.т.н., проф., Дубижанский Д. И., к.т.н., доц. (Национальный университет "Львовская политехника", г. Львов)**

### **ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕХСЛОЙНЫХ БАЛОЧНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ НА ИЗГИБ**

**В статье описана методика исследования трехслойных железобетонных балочных плит на изгиб. Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований. Расчет проведен по нелинейной деформационной модели.**

**Ключевые слова:** железобетонные элементы, прочность, трехслойные балочные плиты перекрытия.

---