

УДК 624.012

## НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ФРАГМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ТРУБЧАСТИМИ ВСТАВКАМИ

І. В. МЕЛЬНИК

Національний університет "Львівська політехніка"

Встановлено напружено-деформований стан фрагментів залізобетонного перекриття з трубчастими вставками з урахуванням нелінійності деформування бетону згідно з ДБН В.2.6-98:2009. Порівняно теоретичні та експериментальні результати прогинів вирізаних фрагментів із залізобетонного перекриття з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок прямокутного перерізу і виявлено, що вони достатньо близькі.

**Ключові слова:** монолітні залізобетонні перекриття, оптимізація, трубчасті вставки, жорсткість, напружено-деформований стан.

Монолітні плоскі залізобетонні перекриття широко застосовують у будівлях різного призначення. При значних прольотах суттєвою проблемою є власна вага монолітних перекриттів. Для її зменшення все частіше використовують порожниноутворювальні вставки [1–3]. Незважаючи на часте використання плоских монолітних перекриттів зі вставками, їх напружено-деформований стан (НДС) у перерізах досліджений недостатньо.

**Формулювання задачі.** Для визначення достовірної несучої здатності, кривини, переміщень залізобетонних перекриттів у дослідженнях міцності необхідно виходити з НДС відповідної конструкції, встановленого на основі нелінійної діаграми напруження-деформації бетону. Залежність між напруженнями стиску  $\sigma_{c1}$  (розтягу  $\sigma_{c2}$ ) та відповідними деформаціями  $\epsilon_{c1}$  ( $\epsilon_{c2}$ ) для бетону [4] схематично показана на рис. 1. Згідно з працею [5], за короткотривалого навантаження нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями стиску у бетоні (рис. 1) можна встановити з рівняння

$$\frac{\sigma_{c1}}{f_{cd1}} = \frac{k_1 \eta_1 - \eta_1^2}{1 + (k_1 - 2)\eta_1}, \quad (1)$$

де  $\eta_1 = \epsilon_{c1} / \epsilon_{c1,cd1}$ ;  $k_1 = E_b \epsilon_{c1,cd1} / f_{cd1}$ . Тут  $\epsilon_{c1,cd1}$  – деформація за максимальних стискальних напружень;  $E_b$  – розрахункове значення модуля пружності бетону;  $f_{cd1}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск.

Залежність між напруженнями та деформаціями розтягу також приймаємо у аналогічному вигляді, проте із параметрами, які відносять до розтягу бетону [4]

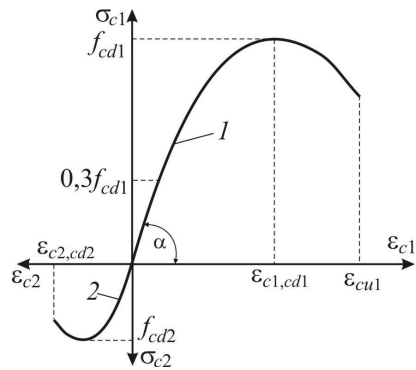


Рис. 1. Схематична діаграма напруження-деформування бетону: 1 – стиск; 2 – розтяг.

Fig. 1. Schematic stress-strain diagram of concrete: 1 – compression; 2 – tension.

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{cd2}} = \frac{k_2 \eta_2 - \eta_2^2}{1 + (k_2 - 2) \eta_2}, \quad (2)$$

де  $\eta_1 = \varepsilon_{c2} / \varepsilon_{c2,cd2}$ ;  $k_2 = E_b \varepsilon_{c2,cd2} / f_{cd2}$ ;  $\varepsilon_{c2,cd2}$  – деформація за максимальних розтягальних напружень;  $f_{cd2}$  – розрахункове значення міцності бетону на розтяг.

Розглянемо згин брусів, які мають однонаправлені пінополістирольні вставки прямокутного перерізу у поздовжньому (ПФ-1) та поперечному (ПФ-2) напрямках (рис. 2).

Досліджувані бруси відповідають фрагментам плити, які умовно вирізані з прямокутного у плані перекриття з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок прямокутного перерізу [6].

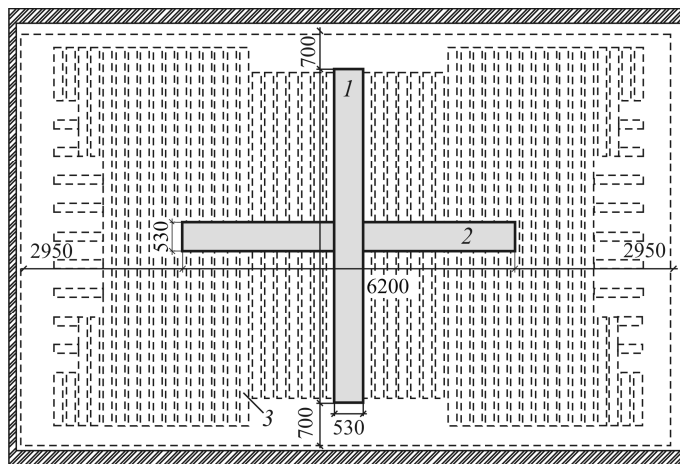


Рис. 2. Конструкція фрагментів плит ПФ-1 (1) та ПФ-2 (2); 3 – однонаправлені пінополістирольні вставки.

Fig. 2. Design plates of fragments PF-1 (longitudinal direction) (1) and PF-2 (transverse) (2); 3 – unidirectional polystyrene foam inserts.

На рис. 3 показано армування та розташування ефективних вставок у перерізах дослідних зразків. Робоча поздовжня арматура в досліджуваних зразках однакова – по 5 стержнів класу А500С діаметром 12 mm.

**Основні співвідношення для оцінки НДС брусів ПФ-1 та ПФ-2.** Оскільки бетон по-різному працює як на стиск, так і на розтяг та за наявності арматури у бетонній конструкції, то маємо зміщення нейтральної осі бруса на відстань  $z_c$ . За згину бруса його поперечний переріз залишається плоским. Тому деформація у бетоні є лінійною функцією відстані  $z' = z - z_c$  від нейтральної осі перерізу бруса (рис. 3)

$$\varepsilon_{c1} = (z - z_c) \chi, \quad \text{коли } z \geq z_c; \quad \varepsilon_{c2} = (z - z_c) \chi, \quad \text{коли } z < z_c. \quad (3)$$

Також для арматури відповідно маємо

$$\varepsilon_s = (z_s - z_c) \chi, \quad (4)$$

де  $\varepsilon_s$  – деформація розтягу для арматури;  $z_c$  – зміщення нейтральної осі у залізобетонному брусі;  $z_s$  – координата розміщення арматури у залізобетонному брусі, кривина бруса  $\chi < 0$ .

Встановимо вираз для згинального моменту у залізобетонній балці

$$M = - \int_F \sigma(z') z' dF. \quad (5)$$

Тут  $F$  – ефективна площа поперечного перерізу балки.

Для встановлення НДС у балці доцільно розвинути залежності (1) та (2) між напруженнями та деформаціями у бетоні в ряд Тейлора

$$\sigma_{c1} = E_b \varepsilon_{c1} + A_{b1} \varepsilon_{c1}^2 + O(\varepsilon_{c1}^3), \quad \sigma_{c2} = E_b \varepsilon_{c2} + A_{b2} \varepsilon_{c2}^2 + O(\varepsilon_{c2}^3), \quad (6)$$

$$\text{де } A_{b1} = \frac{E_b(E_b \varepsilon_{c1,cd1} / f_{cd1} - 2)}{\varepsilon_{c1,cd1}} - \frac{f_{cd1}}{\varepsilon_{c1,cd1}^2}, \quad A_{b2} = \frac{f_{cd2}}{\varepsilon_{c2,cd2}^2} - \frac{E_b(E_b \varepsilon_{c2,cd2} / f_{cd2} - 2)}{\varepsilon_{c2,cd2}}.$$

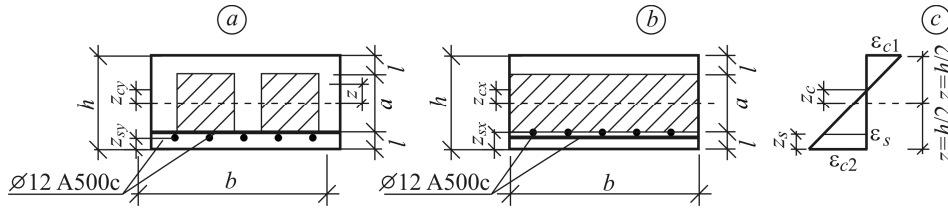


Рис. 3. Поперечний переріз досліджуваних брусьв ПФ-1 (а), ПФ-2 (б) та схема його деформування.

Fig. 3. Cross-section of studied beams PF-1 (a), PF-2 (b) and its deformation scheme.

На рис. 4 подано розподіл стискальних напружень-деформацій згідно з формулою (1) та наближеною формулою (6). Бачимо, що розвинення (6) досить точно описує залежність між напруженнями та деформаціями у бетоні.

З урахуванням виразів для деформацій бетону (3) перепишемо співвідношення (6) у вигляді

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= E_b(z - z_c)\chi + A_{b1}(z - z_c)^2\chi^2, \quad \text{коли } z \geq z_c, \\ \sigma_{c2} &= E_b(z - z_c)\chi + A_{b2}(z - z_c)^2\chi^2, \quad \text{коли } z < z_c. \end{aligned} \quad (7)$$

Для арматури напруження таке:

$$\sigma_s = E_s(z_s - z_c)\chi. \quad (8)$$

Величини, віднесені до залізобетонного бруса з повздовжніми ефективними трубчастими вставками (рис. 3а), будемо відзначати індексом “у” (наприклад, згинальний момент  $M_y$ ), а для бруса з поперечними ефективними вставками (рис. 3б) – індексом “х”.

Підставивши співвідношення (7), (8) у вираз (5) і провівши інтегрування, отримаємо залежності для згинальних моментів  $M_y$  та  $M_x$  від кривин  $\chi_y$ ,  $\chi_x$ , відповідно для брусьв ПФ-1 й ПФ-2:

$$M_y = D_y\chi_y + d_y\chi_y^2, \quad (9)$$

де

$$\begin{aligned} D_y &= \frac{bE_b z_{0y}^3}{3} - \frac{bE_b h^3}{24} - \frac{bE_b z_{cy}^2 h}{2} + bE_b z_{cy}^2 z_{0y} - \frac{E_b z_{cy} a^3}{2} - bE_b z_{cy} z_{0y}^2 + E_b z_{cy} a^2 - \\ &- \frac{2aE_b z_{0sy}^3}{3} - 2aE_b z_{cy} z_{0sy}^2 + \frac{bE_b z_{cy} h^2}{4} + 2aE_b z_{cy} z_{0sy}^2 + \frac{E_b a^4}{12} - b k_y E_s F_{sy} (z_{sy} - z_{cy})^2, \\ d_y &= -\frac{bA_{b1} h^4}{64} - \frac{bA_{b1} z_{cy}^4}{4} + \frac{bA_{b1} z_{cy} h^3}{8} + \frac{bA_{b2} z_{cy}^4}{4} + \frac{bA_{b2} z_{0y}^4}{4} + \frac{3bA_{b2} z_{cy}^2 z_{0y}^2}{4} - \frac{A_{b1} z_{cy} a^4}{4} \end{aligned}$$

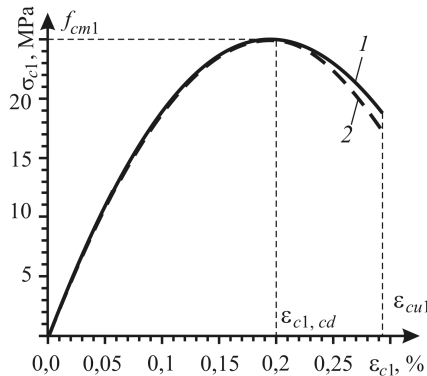


Рис. 4. Діаграма напруження-деформування бетону (1) та її наближений варіант (2).

Fig. 4. Stress-strain diagram of concrete (1) and its approximate version (2).

$$\begin{aligned}
& -bA_{b2}z_{cy}z_{0y}^3 + \frac{3A_{b1}z_{cy}^2a^3}{4} - \frac{aA_{b2}z_{0sy}^4}{2} - A_{b1}z_{cy}^3a^2 + \frac{aA_{b1}z_{cy}^4}{2} - \frac{aA_{b2}z_{cy}^4}{2} - \frac{3bA_{b1}z_{cy}^2h^2}{8} - \\
& -3aA_{b2}z_{cy}^2z_{0sy}^2 + \frac{bA_{b1}z_{cy}^3h}{2} + 2aA_{b2}z_{cy}^3z_{0sy} + 2aA_{b2}z_{cy}z_{0sy}^3 + \frac{A_{b1}a^5}{32} - bA_{b2}z_{cy}^3z_{0y}; \\
& M_x = D_x\chi_x + d_x\chi_x^2, \tag{10}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{де } D_x = & -\frac{bE_b h^3}{24} + \frac{bE_b z_{0x}^3}{3} + bE_b z_{cx}^2 z_{0x} + \frac{bE_b a^3}{24} - \frac{bE_b z_{cx}^2 h}{2} - \frac{bE_b z_{0ax}^3}{3} + \frac{bE_b z_{cx} h^2}{4} - \\
& -\frac{bE_b z_{cx} a^2}{4} + bE_b z_{cx} z_{0sx}^2 + \frac{bE_b z_{cx}^2 a}{2} - bE_b z_{cx}^2 z_{0sx} - bE_b z_{cx} z_{0x}^2 - b k_x E_s F_{sx} (z_{sx} - z_{cx})^2, \\
d_x = & bA_{b2}z_{cx}^3 z_{0sx} - \frac{bA_{b1}h^4}{64} + \frac{bA_{b2}z_{0x}^4}{4} + \frac{3bA_{b1}z_{cx}^2 a^2}{4} + \frac{bA_{b1}a^5}{64} - \frac{bA_{b1}z_{cx} a^3}{8} - \frac{bA_{b2}z_{0sx}^4}{4} + \\
& + \frac{3bA_{b2}z_{cx}^2 z_{0x}^2}{2} + \frac{bA_{b1}z_{cx} h^3}{8} - \frac{bA_{b1}z_{cx}^3 a}{2} - \frac{3bA_{b1}z_{cx}^2 h^2}{8} + bA_{b2}z_{cx} z_{0sx}^3 + \frac{bA_{b1}z_{cx}^3 h}{2} - \\
& - bA_{b2}z_{cx} z_{0x}^3 - bA_{b2}z_{cx}^3 z_{0x} - \frac{3bA_{b2}z_{cx}^2 z_{0sx}^2}{2}.
\end{aligned}$$

Тут  $a, b, h$  – геометричні параметри брусів (див. рис. 3);  $z_{cy}, z_{cx}$  – зміщення нейтральної осі;  $k_y, k_x$  – середня кількість арматури на одиничну довжину в перерізі залізобетонного перекриття;  $z_{sy}, z_{sx}$  – координати центра арматури;  $z_{0y}, z_{0x}$  – координати в перерізі брусів, де розтягальні напруження бетону досягають граничного значення  $f_{ca2}$ ;  $F_{sy}, F_{sx}$  – площі поперечного перерізу арматури зразків ПФ-1 та ПФ-2;  $E_s$  – модуль Юнга металу арматури. Величини  $z_{0sy}, z_{0sx}$  означені нижче.

У співвідношенні (10) для згинального моменту  $M_x$  враховані попередні дослідження [7], згідно з якими напруження в перемичках залізобетонного бруса ПФ-2 є на порядок меншими, ніж у верхній та нижній полицках. Тому напруження у перемичках зразка ПФ-2 приймали рівними нулю.

У рівностях (9) та (10) поряд із величинами  $M_y, M_x$  та  $\chi_y, \chi_x$  невідомими є зміщення нейтральних осей  $z_{cy}$  і  $z_{cx}$ . Інші параметри встановлюємо з умов

$$\begin{cases} z_0 = -h/2 \text{ та } z_{0a} = -a/2, & \text{коли } z_c + \varepsilon_{c2}/\chi \leq h/2; \\ z_0 = z_c + \varepsilon_{c2}/\chi \text{ та } z_{0s} = -a/2, & \text{коли } z_c + \varepsilon_{c2}/\chi > -h/2 \text{ та } z_0 < -a/2; \\ z_0 = z_c + \varepsilon_{c2}/\chi \text{ та } z_{0s} = z_0, & \text{коли } z_c + \varepsilon_{c2}/\chi > -h/2 \text{ та } z_0 \geq -a/2. \end{cases} \tag{11}$$

Тут опущені індекси у та  $x$ .

До рівнянь (9) та (10) потрібно долучити ще співвідношення, які враховують відсутність осьових поздовжніх внутрішніх сил у брусах

$$N = \int_F \sigma(z') dF = 0. \tag{12}$$

Підставивши співвідношення (7) та (8) у вираз (12) та провівши інтегрування, отримаємо залежності для осьових поздовжніх внутрішніх сил  $N_y$  та  $N_x$ , відповідно для брусів ПФ-1 й ПФ-2

$$\begin{aligned}
N_y = & b \left( \frac{A_{b1}h^3}{24} \chi_y^2 - \frac{A_{b1}z_{cy}^3}{3} \chi_y^2 + \frac{E_b h^2}{8} \chi_y - \frac{A_{b1}z_{cy} h^2}{4} \chi_y^2 - \frac{E_b z_{cy} h}{2} \chi_y + \frac{A_{b1}z_{cy}^2 h}{2} \chi_y^2 + \right. \\
& \left. + \frac{A_{b2}z_{cy}^3}{3} \chi_y^2 - \frac{A_{b2}z_{0y}^3}{3} \chi_y^2 - \frac{E_b z_{0y}^2}{2} \chi_y + A_{b2}z_{cy} z_{0y}^2 \chi_y^2 + E_b z_{cy} z_{0y} \chi_y - A_{b2}z_{cy}^2 z_{0y} \chi_y^2 + \right.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& +k_y E_s F_{sy} \chi_y (z_{sy} - z_{cy})) - 2a \left( \frac{A_{b1} a^3}{24} \chi_y^2 - \frac{A_{b1} z_{cy}^3}{3} \chi_y^2 + \frac{E_b a^2}{8} \chi_y - \right. \\
& - \frac{A_{b1} z_{cy} a^2}{4} \chi_y^2 - \frac{E_b z_{cy} a}{2} \chi_y + \frac{A_{b1} z_{cy}^2 a}{2} \chi_y^2 + \frac{A_{b2} z_{cy}^3}{3} \chi_y^2 - \frac{A_{b2} z_{0sy}^3}{3} \chi_y^2 - \frac{E_b z_{0sy}^2}{2} \chi_y + \\
& \left. + A_{b2} z_{cy} z_{0sy}^2 \chi_y^2 + E_b z_{cy} z_{0sy} \chi_y - A_{b2} z_{cy}^2 z_{0sy} \chi_y^2 \right); \quad (13)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N_x = & b \left( \frac{A_{b1} h^3}{24} \chi_x^2 - \frac{A_{b1} z_{cx}^3}{3} \chi_x^2 + \frac{E_b h^2}{8} \chi_x - \frac{A_{b1} z_{cx} h^2}{4} \chi_x^2 - \frac{E_b z_{cx} h}{2} \chi_x + \frac{A_{b1} z_{cx}^2 h}{2} \chi_x^2 + \right. \\
& + \frac{A_{b2} z_{cx}^3}{3} \chi_x^2 - \frac{A_{b2} z_{0x}^3}{3} \chi_x^2 - \frac{E_b z_{0x}^2}{2} \chi_x + A_{b2} z_{cx} z_{0x}^2 \chi_x^2 + E_b z_{cx} z_{0x} \chi_x - A_{b2} z_{cx}^2 z_{0x} \chi_x^2 + \\
& + k_x E_s F_{sx} \chi_x (z_{sx} - z_{cx})) - b \left( \frac{A_{b1} a^3}{24} \chi_x^2 - \frac{A_{b1} z_{cx}^3}{3} \chi_x^2 + \frac{E_b a^2}{8} \chi_x - \frac{A_{b1} z_{cx} a^2}{4} \chi_x^2 - \right. \\
& - \frac{E_b z_{cx} a}{2} \chi_x + \frac{A_{b1} z_{cx}^2 a}{2} \chi_x^2 + \frac{A_{b2} z_{cx}^3}{3} \chi_x^2 - \frac{A_{b2} z_{0sx}^3}{3} \chi_x^2 - \\
& \left. - \frac{E_b z_{0sx}^2}{2} \chi_x + A_{b2} z_{cx} z_{0sx}^2 \chi_x^2 + E_b z_{cx} z_{0sx} \chi_x - A_{b2} z_{cx}^2 z_{0sx} \chi_x^2 \right). \quad (14)
\end{aligned}$$

Співвідношення (9), (13) та відповідно (10), (14) утворюють нелінійні системи рівнянь для відшукування кривин  $\chi_y$ ,  $\chi_x$  та зміщення нейтральної осі  $z_{cy}$ ,  $z_{cx}$ . До них також потрібно долучити вирази (11).

Розв'язок системи рівнянь (9), (11), (13) описує деформаційну поведінку залізобетонного зразка ПФ-1, а (10), (11), (14) – ПФ-2. Відповідні нелінійні системи можна розв'язувати за допомогою пакета Maple [8]. Зауважимо, що під час розв'язання нелінійних систем отримуємо ряд розв'язків, серед яких тільки один відповідає реальному деформуванню досліджуваних зразків.

Приймаємо такі геометричні розміри та механічні характеристики залізобетонних зразків ПФ-1 та ПФ-2:

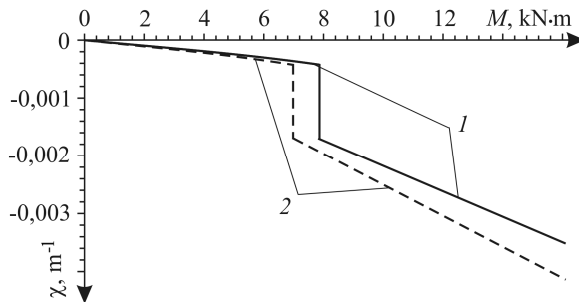
– геометричні розміри та характеристики (див. рис. 2, 3):  $L = 6,2$  m,  $b = 0,53$  m,  $h = 0,26$  m,  $a = 0,16$  m,  $z_{ay} = -(0,13 - 0,032)$  m,  $z_{ax} = -(0,13 - 0,032)$  m,  $F_{ay} = F_{ax} = \pi/4(0,012)^2$  m<sup>2</sup>,  $k_y = k_x = 5/b$ ;

– механічні та міцнісні характеристики бетону і арматури [5]:  $E_b = 32100$  МПа,  $f_{cd1} = -29,1$  МПа,  $\epsilon_{c1,cd1} = -1,8 \cdot 10^{-3}$ ,  $f_{cd2} = 1$  МПа,  $\epsilon_{c2,cd2} = 0,6 \cdot 10^{-4}$ ,  $E_a = 200000$  МПа.

Розв'язано систему нелінійних рівнянь (9), (11), (13) та (10), (11), (14) із зазначеними геометричними та механічними характеристиками. Відповідно отримано залежності кривин  $\chi$  (рис. 5) та зміщення нейтральної лінії  $z_c$  у зразках ПФ-1 і ПФ-2 від згинального моменту  $M$ .

Рис. 5. Залежність кривин  $\chi_y$  (1),  $\chi_x$  (2) від згинального моменту  $M$  відповідно у зразках ПФ-1 та ПФ-2.

Fig. 5. Dependence of curvature  $\chi_y$  (1),  $\chi_x$  (2) on the bending moment  $M$  in samples PF-1 and PF-2.



Як бачимо (рис. 5), кривина за малих значень згинального моменту практично змінюється за лінійним законом. Далі, за деякого згинального моменту  $M^*$  ( $M_y^* = 7,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$  та  $M_x^* = 6,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ) відбувається стрибок кривин, який зі збільшенням зовнішнього навантаження змінюється за іншим лінійним законом. Такий висновок можна зробити і для зміщення нейтральної осі  $z_c$ , а також щодо розтягальних напружень арматури  $\sigma_s$  залізобетонної плити.

Згинальний момент  $M^*$  відповідає навантаженню залізобетонного бруса, коли максимальні розтягальні напруження у його перерізі досягають критичного значення  $f_{cd2}$ , тобто розрахункового значення міцності бетону на осьовий розтяг. У цей момент у залізобетонних брусах виникають тріщини. Тоді ж маємо суттєве збільшення розтягальних напружень в арматурі. Відповідно починає працювати арматура на розтяг.

Аналізуючи графічні результати (рис. 5), отримали залежності кривин  $\chi$  від згинального моменту:

$$\text{для ПФ-1 } \chi_y = \begin{cases} -1,19M_y (E_b b h^3 / 12)^{-1}, & \text{коли } M_y \leq M_y^* = 7,8 \text{ kN}\cdot\text{m}; \\ -5,85M_y (E_b b h^3 / 12)^{-1}, & \text{коли } M_y > M_y^* = 7,8 \text{ kN}\cdot\text{m}; \end{cases} \quad (15)$$

$$\text{для ПФ-2 } \chi_x = \begin{cases} -1,35M_x (E_b b h^3 / 12)^{-1}, & \text{коли } M_x \leq M_x^* = 6,5 \text{ kN}\cdot\text{m}; \\ -6,54M_x (E_b b h^3 / 12)^{-1}, & \text{коли } M_x > M_x^* = 6,5 \text{ kN}\cdot\text{m}. \end{cases} \quad (16)$$

**Встановлення прогину зразків ПФ-1 та ПФ-2. Порівняння теоретичних та експериментальних результатів.** Щоб визначити характеристики міцності, деформування та тріщиностійкості експериментальних зразків плит, їх випробували [6] на стенді ДП МОУ “Львівський завод збірних конструкцій”. Навантажували зразки ПФ-1 та ПФ-2 поетапно бетонними блоками вагою 300 kg з витримкою після кожного етапу 30 min. Під час випробування передбачали симетричні і несиметричні схеми навантаження (рис. 6). Прогини плити вимірювали за допомогою десяти прогиномірів системи Аістова з ціною поділки 0,01 mm.

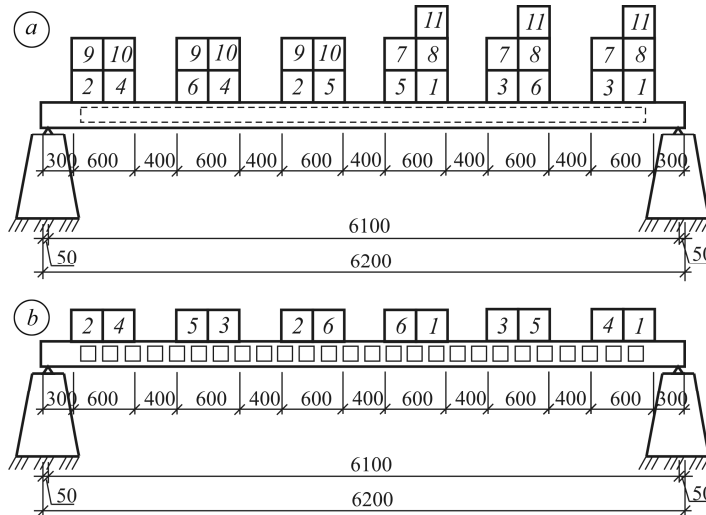


Рис. 6. Схема навантаження експериментальних зразків: а – ПФ-1; б – ПФ-2 (номери відповідають етапам навантаження).

Fig. 6. Loading scheme of experimental specimens: а – PF-1; б – PF-2 (numbers correspond to the stages of loading).

Теоретичні значення прогинів плит ПФ-1 та ПФ-2 отримали на основі співвідношень (15) та (16). Так як кривини бруса рівні  $\chi_y = d^2 w_y / dy^2$ ,  $\chi_x = d^2 w_x / dx^2$ , то, згідно з виразами (15) та (16), отримуємо диференціальні рівняння з розривними коефіцієнтами. Проінтегрувавши рівняння (15) та (16), встановили відповідні прогини досліджуваних брусів залежно від інтенсивності навантаження. Експе-

риментальні та теоретичні прогини досліджуваних зразків ПФ-1 та ПФ-2 зображені на порівняльних графіках (рис. 7) у п'ятьох перерізах по їх довжині.

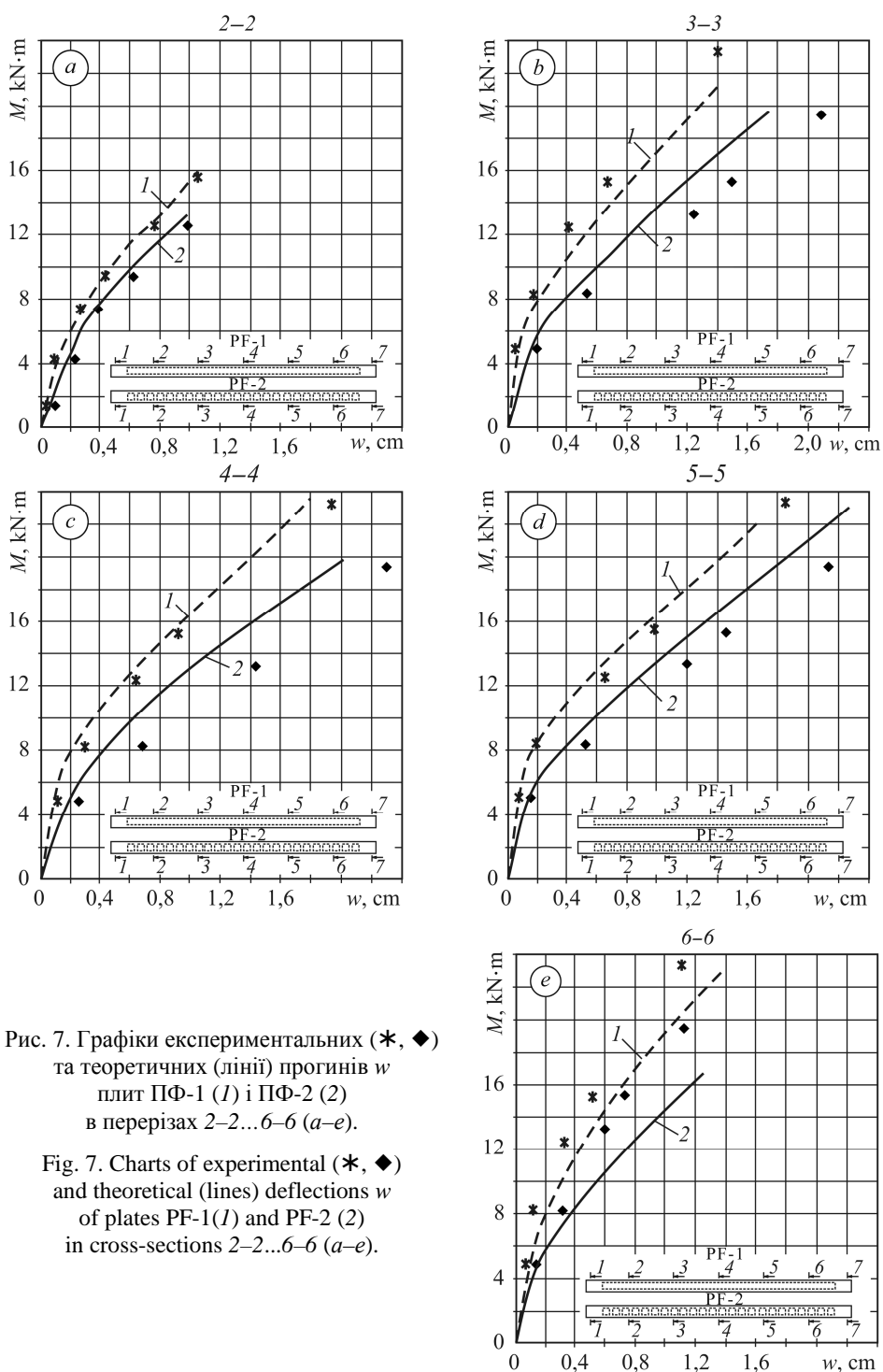


Рис. 7. Графіки експериментальних ( $*$ ,  $\blacklozenge$ ) та теоретичних (лінії) прогинів  $w$  плит ПФ-1 (1) і ПФ-2 (2) в перерізах 2-2...6-6 (a-e).

Fig. 7. Charts of experimental ( $*$ ,  $\blacklozenge$ ) and theoretical (lines) deflections  $w$  of plates PF-1 (1) and PF-2 (2) in cross-sections 2-2...6-6 (a-e).

Як бачимо з графіків (рис. 7), теоретичні та експериментальні результати є достатньо близькими, особливо для зразка ПФ-1, тобто для залізобетонної балки з поздовжніми ефективними вставками. Графіки залежностей прогинів, одержані теоретично, мають злам, подібний до отриманих експериментально. Стрибок

кривин на рис. 5 та відповідно злами прогинів на рис. 7 виникають за однакових згинальних моментів  $M^*$ . Такі злами відбуваються за досягнення напруженнями розтягу бетону розрахункового значення  $f_{cd2}$ .

Діаграми прогинів можна описати кусково-лінійними функціями. Виникнення точок зламу пояснюється появою в бетоні пошкоджень, зокрема утворенням дефектів типу тріщин. З цього моменту спостерігали значне збільшення напружень в арматурі. Як показують числові розрахунки, інтенсивність напружень в арматурі зростає більше ніж у 10 разів. Розходження експериментальних та теоретичних результатів для ПФ-2 пояснюються інтенсивнішим впливом дефектів типу тріщин.

### ВИСНОВКИ

Розроблена загальна методика встановлення НДС фрагментів залізобетонного перекриття з урахуванням нелінійності деформування бетону згідно з ДБН В.2.6-98:2009. Порівняно теоретичні та експериментальні результати прогинів вирізаних фрагментів з залізобетонного перекриття зі однонапрямленим розташуванням пінополістирольних вставок прямокутного перерізу. Ці результати є достатньо близькими, особливо для зразка ПФ-1 з повздовжніми ефективними вставками. Отримані теоретичні результати рекомендуємо використати для розрахунків залізобетонних перекриттів з ефективними трубчастими вставками.

*РЕЗЮМЕ.* Установлено напряженно-деформированное состояние фрагментов железобетонного перекрытия с трубчатыми вставками с учетом нелинейности деформирования бетона согласно ДБН В.2.6-98:2009. Проведено сравнение теоретических и экспериментальных результатов прогибов вырезанных фрагментов из железобетонного перекрытия с однонаправленным расположением пенополистирольных вставок прямоугольного сечения. Теоретические и экспериментальные результаты прогибов достаточно близки.

*SUMMARY.* The stress-strain state of reinforced concrete fragments overlap with tubular inserts, with account of nonlinearity of concrete deformation according to Standard ДБН В.2.6-98:2009 is established. This technique allows the calculation of deflections overlap depending on the nature of the load and deformation. Comparison of theoretical and experimental results of deflections of cut out pieces of reinforced concrete floor with a unidirectional rectangular polystyrene inserts is carried out. Theoretical and experimental results are close enough.

1. Декларацийний патент на винахід. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів / І. В. Мельник. – Державний департамент інтелектуальної власності. – Опубл. 15.12.2000; Бюл. № 7-II.
2. Мельник І. В. Оптимізація залізобетонних конструкцій з допомогою ефективних вставок // Зб. наук. статей: Проблеми теорії і практики будівництва. – Львів: ДУ “Львівська політехніка”, 1997. – Т. IV. – С. 89–90.
3. Мельник І. В. Визначення жорсткостей монолітних плоских залізобетонних перекриттів з трубчастими вставками квадратної форми // Механіка руйнування матеріалів і міцність конструкцій / Під заг. ред. В. В. Панасюка. – Львів: Фіз.-мех. ін-т ім. Г. В. Карпенка НАН України, 2014. – С. 491–498.
4. Бучок Ю. Ф. Будівельні конструкції. Основи розрахунку. – К.: Вищ. шк., 1994. – 447 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Введ. 01.07.2011.
6. Випробування фрагментів монолітного плоского залізобетонного перекриття з однонапрямленим розташуванням пінополістирольних вставок / І. В. Мельник, В. М. Сорохтей, Т. В. Приставський, В. О. Крет, Н. Б. Давидовський // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. Сер. “Теорія та практика будівництва”. – 2012. – № 472. – С. 131–138.
7. Мельник І. В. Аналіз жорсткостей залізобетонних плоских монолітних перекриттів з трубчастими вставками // Фіз.-хім. механіка матеріалів. – 2014. – № 4. – С. 75–80.
8. Говорухин В. Н., Цибулин В. Г. Введение в Maple. Математический пакет для всех. – М.: Мир, 1997. – 208 с.

Одержано 06.10.2015