



ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ОЦІНКА ВПЛИВУ МІНЛИВОСТІ КРОКУ АРМАТУРИ В МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОЧНИХ ПЛИТАХ НА ЇХ НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ТА ХАРАКТЕР ТРІЩИНОУТВОРЕНЬ

Г. М. Гладішев^а, Д. Г. Гладішев^б

^аНаціональний університет "Львівська політехніка", інститут архітектури, кафедра "Архітектурні конструкції" вул. С. Бандери, 12, м. Львів, Україна, 79013,

^бНауково-проектна фірма "Реконстрпроект", вул. І. Франка, 61, м. Львів, Україна, 79005

E-mail: rekonstr_proekt@ua.fm

Отримана 28 квітня 2007; прийнята 21 вересня 2007.

Анотація. У статті приведені результати експериментальних досліджень несучої здатності і жорсткості залізобетонних балочних плит, зафіксований характер їх тріщиноутворень в залежності від мінливості кроків робочої арматури, що імітується можливими варіантами нормованих і виробничих відхилень кроків арматури від проектних значень. Встановлено, що несуча здатність, прогини і характер розподілу тріщин залежать від мінливості кроків робочої арматури і відповідно від рівня відсотка подовжнього армування в поперечному перерізі експериментальних плит. Виявлено, що значне відхилення кроків стрижнів робочої арматури в конструкціях монолітних залізобетонних плит від вимог проектної документації варто розглядати як дефекти, що знижують несучу здатність і жорсткість цих конструктивних елементів. Автори рекомендують для розрахунків залізобетонних плит по діючих нормативних документах приймати статистично обґрунтований крок робочої арматури з забезпеченістю 95% від середнього значення її фактичних кроків.

Ключові слова: залізобетонні балочні плити, мінливість кроків робочої арматури від проектних значень, експериментальні дослідження, несуча здатність, прогини, характер тріщиноутворення, аналіз експериментальних даних.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ИЗМЕНЧИВОСТИ ШАГА АРМАТУРЫ В МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОЧНЫХ ПЛИТАХ НА ИХ НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ И ХАРАКТЕР ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ

Г. Н. Гладышев^а, Д. Г. Гладышев^б

^аНациональный университет "Львовская политехника" институт архитектуры, кафедра "Архитектурные конструкции" ул. С. Бандери, 12, г. Львов, Украина, 79013,

^бНаучно-проектная фирма "Реконстрпроект" ул. И. Франко, 61, г. Львов, Украина, 79005

E-mail: rekonstr_proekt@ua.fm

Получена 28 апреля 2007; принята 21 сентября 2007.

Аннотация. В статье приведены результаты экспериментальных исследований несущей способности и жесткости железобетонных балочных плит, зафиксирован характер их трещинообразования в зависимости от изменчивости шагов рабочей арматуры, которая имитируется возможными вариантами нормированных и производственных отклонений шагов арматуры от проектных значений. Установлено, что несущая способность, прогибы и характер распределения трещин зависят от изменчивости шагов рабочей арматуры и соответственно от уровня процента продольного армирования в поперечном сечении

експериментальних плит. Виявлено, що значительне відхилення кроків стрижней робочої арматури в конструкціях монолітних залізобетонних плит від вимог проектної документації слід розглядати як дефекти, які знижують несучу здатність і жорсткість цих конструктивних елементів. Автори рекомендують, для розрахунків залізобетонних плит по діючим нормативним документам, приймати статистично обґрунтований крок робочої арматури з надійністю 95% від середнього значення її фактичних кроків.

Ключевые слова: залізобетонні балочні плити, змінюваність кроків робочої арматури в порівнянні з проектними значеннями, експериментальні дослідження, несуча здатність, прогини, характер тріщиноутворення, аналіз експериментальних даних.

AN EXPERIMENTAL ESTIMATION OF A REINFORCEMENT STEP VARIABILITY INFLUENCE IN MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE BEAM PLATES ON THEIR CARRYING ABILITY AND CRACKING CHARACTER

G.N. Gladyshev^a, D.G. Gladyshev^b

^aNational University "Lviv Polytechnica", 12, S. Bandery Str., Lviv, 79013, Ukraine,

^bScientific-Design Firm "Rekonstrproekt", 61, I. Franko Str., Lviv, 79005, Ukraine,

E-mail: rekonstr_proekt@ua.fm

Received 28 April 2007; accepted 21 September 2007.

Abstract. There are given the results of experimental researches of a carrying ability and reinforced concrete beam plate rigidity, a fixed character of their cracking depending on the working armature step variability which is simulated by possible variants of the normalized and industrial deviations of the armature of design meanings. It was fixed that carrying ability, sags, and the character of crack distribution depend on working armature step variability and, naturally, on the percent level of a longitudinal reinforcement in the experimental plate cross section. It has been found out that a significant deviation of working armature rod step deviation in monolithic reinforced concrete plates from the requirements of the design documentation should be considered as defects, which reduce carrying ability and rigidity of these structural components. The authors recommend to accept a statistically proved step of the working armature with security of 95% of the average meaning of its actual steps to design reinforced concrete plates by the normative documents in force.

Keywords: reinforced concrete beam plates, working armature step variability as opposed to the design meanings, experimental researches, carrying ability, sags, character of cracking, analysis of experimental data.

Вступ

Відхилення кроків стрижнів робочої арматури в існуючих монолітних плитних залізобетонних конструкціях від вимог проектної документації слід розглядати як дефекти, що знижують несучу здатність та жорсткість цих конструктивних елементів.

Згідно з нормативними документами [3] для плитних конструкцій, незалежно від розміру проектного кроку S робочої арматури, відхилення $\pm \Delta S$ від S між окремими стрижнями арматури становить 20 мм. Це не дає можливості при перевірочних розрахунках за другою

групою граничних станів відповідно до діючих норм [2] чітко визначити несучу здатність та теретичні прогини обстежених інструментальними не руйнівними методами [1] плитних залізобетонних конструкцій, що пов'язано з відсутністю механізму врахування мінливості кроків укладання арматурних стрижнів.

Для прийняття та експериментального обґрунтування розрахункового кроку робочої арматури при перевірочних розрахунках прогинів обстежених монолітних плитних конструкцій за діючими нормами [2] розробили програму досліджень чотирьох монолітних

Таблиця 1. Параметри плит за програмою експериментальних досліджень.

Марка плити	L , мм	h , мм	b , мм	a_s , мм	h_0 , мм	n , шт./1м	\varnothing , мм (A-III)	s , мм	A_s , см ² /м	$\mu_{max} \div \mu_{min}$, %	μ_m , %/1м
П-1/2	1400	80	1000	18	62	10	12	100	11,3	1,823	1,823
П-2/2						10		72÷142	11,3	2,531÷1,284	1,823
П-3/2						6		166,8	6,78	1,094	1,094
П-4/2						10		80÷120	11,3	2,278÷1,519	1,823

плит запроєктованих з різною мінливістю кроків арматури.

Експериментальні дослідження

Програма експериментальних досліджень включала випробування п'яти бетонних призм розміром 150x150x600 мм ($R_{b,m}=17,8$ МПа; $U=1,7\%$), та десяти кубів розміром 150x150x150 мм для випробування на стиск та розтяг ($R_m=23,7$ МПа; $U=3,8\%$; B22,5; $R_{bt,m}=1,71$ МПа; $U=8,1\%$), п'яти стрижнів арматурної сталі d12 A-III (межа текучості $\sigma_{su,t}=453,3$ МПа; $E_s=205 \cdot 10^{-3}$ МПа) та 4-х залізобетонних плит з проектними розмірами $L \times B \times H=1,5 \times 1 \times 0,08$ м та корисною висотою перерізу $h_0=0,062$ м, табл. 1.

Плити в серії відрізняються різними кроками стрижнів робочої арматури, які імітують мінливість за кроком армування коефіцієнтами варіацій U_s в діапазоні від 0% (для плит: П-1/2; П-3/2) до 20,4% (для плит: П-2/2 - $S_{min}=71$ мм - $S_{max}=142$ мм та П-4/2 - $S_{min}=80$ мм - $S_{max}=120$ мм).

Статистична обробка кроків робочої арматури, прийнятих у двох дослідних плитах П-2/2, П-4/2 за методикою [4] дала можливість визначити при середньому значенні кроку арматури $S_m=100$ мм значення кроків робочої арматури при 95% їх забезпеченні - $S_{95}=133,4$ мм для плити П-2/2 і $S_{95}=132,8$ мм для плити П-4/2 та значення кроків робочої арматури при 99% їх забезпеченні - $S_{99}=161,2$ мм для плити П-2/2 і $S_{99}=160$ мм для плити П-4/2.

Для експериментальної перевірки рівнів несучої здатності та прогинів плит П-2/2 і П-4/2, які мають змінні кроки S_i робочої арматури від лівої до правої грані перерізу, прийняті плити П-1/2 та П-3/2, які мають постійні по

ширині перерізу кроки S арматури.

Плита П-1/2 при кроці арматури $S=100$ мм повинна фіксувати максимальний рівень несучої здатності та мінімальні значення прогинів експериментальних плит по серії.

Плита П-3/2 при фактичному кроці арматури $S=166,8$ мм, який прийнятий наближеним до статистичних значень S_{99} для експериментальних плит П-2/2 та П-4/2 – повинна фіксувати мінімальний рівень несучої здатності та максимальні значення прогинів експериментальних плит по серії.

До крайніх стержнів робочої арматури плит з кроком 100 мм приварені арматурні коротуни (d6 A-I) довжиною, що рівна товщині захисного шару бетону. Ці коротуни при дослідженні плит використовували як репера для замірів деформацій в арматурі.

При випробуванні плит зосереджене навантаження F прикладали поетапно по $\Delta F=10$ кН, зверху в центрі розрахункового прольоту жорстким штампом з розмірами в плані $0,8 \times 0,2$ м. Розрахункова схема плити – балка на двох шарнірних опорах.

Загальний вигляд стенду для дослідження залізобетонних плит з моделюванням кроків робочої арматури зображений на рис. 1.

Руйнування чотирьох плит відбулося внаслідок текучості розтягнутої арматури, що на останніх етапах навантаження супроводжувалось значними приростами деформацій арматури, стиснутого бетону, збільшенням прогинів у середній частині прольоту та характерними для передбаченого армування тріщиноутвореннями.

Після появи тріщин, приблизно при середньому значенні згинаючого моменту $M_{cr,m} \approx 3,5$ кНм при $F_i=10$ кН у середині прольоту



Рис. 1. Загальний вигляд випробування залізобетонних плит з моделюванням мінливості кроків горизонтальної робочої арматури.

експериментальних плит, інтенсивність росту прогинів поступово збільшувалась, що обумовлює і поступове зменшення жорсткості згинаючого елементу.

За результатами обробки замірів деформацій μ_s у поздовжній арматурі нормальних перерізів досліджених плит побудовані графіки залежностей напружень в арматурі Γ_s від етапів навантажень F_i (рис. 2). Прослідковано, що залежності Γ_s від F_i не є лінійною.

Загальні результати випробування чотирьох плит наведені у табл. 2, де враховані і фактичні їх геометричні розміри.

Порівняння $M_{u.i.exp}/M_{u.П-1}$ залежно від проценту поздовжнього армування експериментальних плит m_i , які наведені в табл. 2, демонструють на рис. 3.а високу кореляційну залежність ($R^2=0,9914$).

Порівняння $M_{u.i.exp}/M_{u.П-1}$ з S показало чітку залежність між цими параметрами, що дало можливість для прямого порівняння $M_{u.i.exp}/M_{u.П-1}$ залежно від рівнів кроків поздовжнього армування експериментальних плит S , які в межах серії коливаються в діапазоні - $S_{min}=71\text{мм}$ - $S_{max}=166,8\text{мм}$. Ці порівняння наведені на графіку (рис. 3.б).

За рівнянням апроксимації на рис. 3.б визначили значення $M_{u.i.exp}/M_{u.П-1}=0,812$ відповідне до $S_{95.m}=(133,4+132,8)/2=133,1\text{мм}$, яке дає 95% забезпеченість при $S_m=100\text{мм}$ та коефіцієнті варіації $U=20\%$, відповідно для плит, П-2/2 (133,4мм), П-4/2 (132,8мм).

Теоретична несуча здатність

$M_{u.theor}=21,67\text{кНм}$ отримана за $S_{95.m}=133,1\text{мм}$ (рис. 3) досить чітко лягає між мінімальними експериментальними даними несучих здатностей для плит П-2/2 ($F_u=21,56\text{кНм}$ - $S_{max}=142\text{мм}$) та П-4/2 ($F_u=23,37\text{кНм}$ - $S_{max}=120\text{мм}$). Несуча здатність $M_{u.theor}=21,67\text{кНм}$ на 34,85% перевищує експериментальне значення $M_u=16,07\text{кНм}$, отримане для плити П-3/2 в якій був забезпечений постійний крок арматури $S=S_{99}=166,8\text{мм}$.

Аналіз цих порівнянь підтверджує, що в діючих нормативних документах необґрунтовано відсутня методика перевірочних розрахунків фактичної розрахункової несучої здатності згинаних залізобетонних плитних елементів, як при забезпеченні допустимих відхилень у кроках встановлення робочої арматури $\Delta S=\pm 20\text{мм}$ (плита П-4/2) [3], так і при більш значних відхиленнях кроків арматури від їх проектних значень $\Delta S > \pm 20\text{мм}$ (плита П-4/2).

Гранична несуча здатність $M_{u.П-2/2}=21,56\text{кНм}$ плити П-2/2_{прав.} при $S > \pm 20\text{мм}$ менша на $(26,7-21,56)/26,7 \cdot 100\% = 19,25\%$ від $M_{u.П-1/2}=26,7\text{кНм}$ для плити П-1/2 з витриманим проектним кроком робочої арматури $S=100\text{мм}$.

Як бачимо, неврахування у розрахунках несучої здатності плит в існуючих нормативних документах навіть допустимого в [3] нормованого відхилення $\Delta S=\pm 20\text{мм}$ (плита П-4/2) від проектного кроку $S=100\text{мм}$ на $(26,7-23,37)/26,7 \cdot 100\% = 12,5\%$ знижує несучу здатність плит П-4/2_{прав.} у порівнянні з плитою П-1/2, в якій витриманий постійний крок $S=100\text{мм}$.

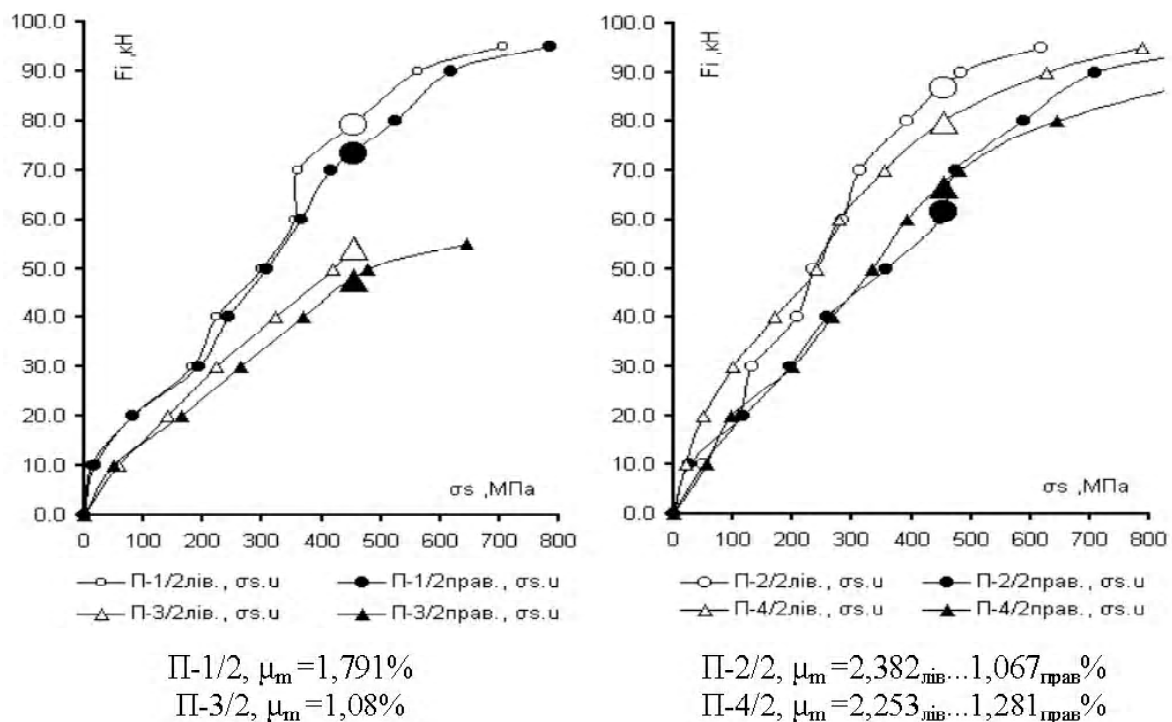
Значення прогинів f_i в середині прольоту залізобетонних експериментальних плит, біля лівої та правої їх граней, наведені в табл. 3 та відображені на графіку (рис. 4).

З аналізу графіка (рис. 4), який показує достатню кореляційну залежність між прогинами f_i у середині прольоту експериментальних плит та навантаженнями F_i , можна зробити деякі висновки:

– прогини правої та лівої граней плити П-1/2 при збільшенні навантаження розвиваються практично однаково за рахунок збереження по ширині плити постійного кроку арматури $S=100\text{мм}$ та середнього процента армування $\mu=1,79\%$. Зафіксовані деякі відхилення в прогинах 8,7–8,4мм за рахунок відхилень корисних

Таблиця 2. Результати випробування.

Марки плит	h , мм	h_o , мм	μ_i , %	S_i , мм	F_u , кН	M_u , кН×м	$M_{u,П-1/2}$, кН×м	M_u
								$M_{u,n-l}$
П-0		-	0,05**	3580*	10	3,5	26,7	0,131
П-3/2	82,2	62,7	1,08	166,8	53,40	16,07		0,700
П-2/2 <small>прав.</small>	92,6	74,6	1,067	142	61,61	21,56		0,808
П-4/2 <small>прав.</small>	89,5	73,5	1,281	120	66,78	23,37		0,875
П-1/2	81,1	63,1	1,791	100	76,29	26,7		1,000
П-4/2 <small>лів.</small>	78,7	62,7	2,253	80	79,77	27,92		1,046
П-2/2 <small>лів.</small>	81,9	65,9	2,382	72	86,70	30,35		1,137
** - $\mu_{min}=0,05\%$ п.5.16 [5]				* - $S_i \approx 1,791/0,05 \times 100 = 3580$ мм				

Рис. 2. Залежності напружень в арматурі σ_s у нормальних перерізах експериментальних плит від F_i .

висот у критичному нормальному перерізі відносно середнього значення по плиті $h_{o,m} = 63$ мм, (біля правої $h_o = 65,8$ мм та біля лівої $h_o = 60,2$ мм);

– прогини правої та лівої граней плити П-3/2 при збільшенні навантаження розвиваються практично однаково за рахунок постійних кроків арматури $S = 166,8$ мм та процента армування $\mu = 1,08\%$ по ширині плити;

– прогини правої грані плити П-2/2_{прав} випереджають прогини лівої грані плити П-2/2_{ліва} за рахунок більшого кроку арматури $S_{max} = 142$ мм та відповідно меншого процента $\mu_{min} = 1,067\%$ армування плити біля правої її грані;

прогини правої грані плити П-4/2_{прав} випереджають прогини лівої грані плити П-4/2_{ліва} за рахунок більшого кроку арматури $S_{max} = 120$ мм та відповідно меншого процента $\mu_{min} = 1,281\%$ армування плити біля правої її грані;

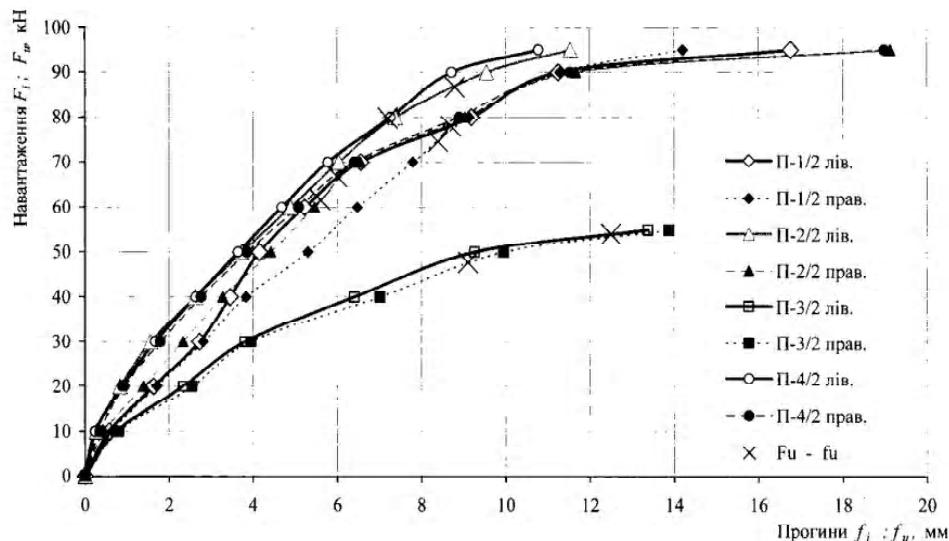
– з загального аналізу наведених вище порівнянь експериментальних значень прогинів дослідних плит видно вплив на них процента поздовжнього армування.

Граничні значення прогинів f_u збільшуються при зменшенні процента j поздовжнього армування плит.

Таблиця 3. Прогини f_i від інтенсивності навантажень F_i на експериментальні плити.

Марка	П-1/2	U*=0%	П-2/2	U=20%	П-3/2	U=0%	П-4/2	U=20%
F_i , кН	Лів.	Прав.	Лів.	Прав.	Лів.	Прав.	Лів.	Прав.
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.65	0.58	0.27	0.46	0.75	0.81	0.24	0.35
20	1.71	1.64	0.84	1.4	2.34	2.55	0.9	0.94
30	2.82	2.73	1.57	2.34	3.81	3.95	1.68	1.8
40	3.84	3.46	2.63	3.28	6.41	7.02	2.64	2.77
50	5.3	4.15	3.73	4.42	9.26	9.95	3.64	3.85
60	6.48	5.22	4.89	5.46	13.38	13.87	4.68	5.08
70	7.8	6.56	6.04	6.55			5.78	6.41
80	9.14	9.19	7.38	9.04			7.27	8.9
90	11.29	11.25	9.55	11.67			8.72	11.53
100	14.21	16.77	11.54	19.13			10.78	18.99

U*- коефіцієнти варіацій, які характеризують мінливість кроків робочої арматури.

Рис. 4. Залежності прогинів f_i (f_u) у середині прольоту експериментальних плит від навантажень F_i (F_u).

Аналіз графіку (рис. 4) вказує на високу кореляційну залежність між значеннями F_i та f_i , що підтверджує достовірність експериментально отриманих даних.

Методику підходу до розрахунку прогинів згинаних залізобетонних плитних елементів за діючими нормами [2] можна використати для обробки експериментальних даних прогинів по дослідних плитах при використанні відповідної площі армування плит, яка виходить з прийняття для розрахунку статистично обґрунтованого з 95% забезпеченням кроку робочої арматури по ширині нормального перерізу плити.

Порівняння граничного моменту M_u залежно від проценту поздовжнього армування експериментальних плит μ , значення яких наведені в табл. 4, виконане на графіку (рис. 5.а). Це порівняння демонструє високу кореляційну залежність ($R^2=0,80$).

Порівняння M_u від кроків поздовжнього армування S_i по серії виконане на графіку (рис. 5.б) так само демонструє високу кореляційну залежність ($R^2=0,9174$).

За рівнянням апроксимації на рис. 5.б визначили значення $M_u=21,36\text{кНм}$ відповідне до кроку $S_{95,m}=(133,4+132,8)/2=133,1\text{мм}$, який дає 95% забезпеченість при $S_m=100\text{мм}$

Таблиця 4. Результати випробувань по лівій та правій гранях перерізу плит

Марки плит	a_s , мм	h_o , мм	$h_{o,m}$, мм	S_b , мм	μ_b , %	$\mu_{i,m}$, %	F_u , кН	M_u , кНм	$M_{u,m}$, кНм	f_u , мм	$f_{u,m}$, мм
П-1/2 лів.	17,2	60,2	63,0	100	1,870	1,79	78,03	27,31	26,70	8,7	8,55
П-1/2 прав.	19	65,8		100	1,710		74,54	26,09		8,4	
П-2/2 лів.	16	65,9	70,3	72	2,382	1,61	86,7	30,35	25,95	8,8	7,2
П-2/2 прав.	18	74,6		142	1,067		61,61	21,56		5,6	
П-3/2 лів.	16	66,7	62,7	166,8	1,016	1,08	54,11	18,94	17,82	12,5	10,8
П-3/2 прав.	23	58,7		166,8	1,154		47,74	16,71		9,1	
П-4/2 лів.	16	62,7	68,1	80	2,253	1,66	79,77	27,92	25,65	7,2	6,6
П-4/2 прав.	16	73,5		120	1,281		66,78	23,37		6	

та коефіцієнті варіації $U=20\%$. Отримане значення $M_{u,theor}=21,36 \text{ кНм}$ при $S_{95,m}=133,1 \text{ мм}$ досить близько лягає між граничними несучими здатностями для плит П-2/2_{прав.} ($F_u=21,56 \text{ кНм}$ при $S_{max}=142 \text{ мм}$) та П-4/2_{прав.} ($F_u=23,37 \text{ кНм}$ при $S_{max}=120 \text{ мм}$). Це дає можливість для прямого порівняння M_u від S_i . Значення $M_{u,theor}=21,36 \text{ кНм}$ при середньому статистичному кроці $S_{95,m}=133,1 \text{ мм}$ і на 28% перевищує експериментальне значення $M_u=16,71 \text{ кНм}$, отримане для плити П-3/2_{прав.} в якій був забезпечений постійний крок арматури $S=S_{95}=166,8 \text{ мм}$.

Тобто статистично забезпечений на 95% крок робочої арматури $S_{95,m}=133,1 \text{ мм}$ можна використовувати для визначення площі армування при перевірочних розрахунках плит за діючими нормами [2].

Отримана теоретична несуча здатність $M_{u,theor}=21,36 \text{ кНм}$ (рис. 5.в) відповідає прогину $f_{u,theor}=9,4 \text{ мм}$ (табл. 4), який досить чітко лягає між середніми експериментальними значеннями прогинів $f_{u,m}=7,45 \text{ мм}$ для плит П-1/2, П-2/2, П-4/2, які мають приблизно однакові значення $M_{u,m}$ та $j_{i,m}$, і середніми значеннями прогинів правої та лівої граней $f_{u,m}=10,8 \text{ мм}$ у плиті П-4/2.

Аналіз цих порівнянь підтверджує, що в існуючих нормативних документах необґрунтовано відсутня методика перевірочних розрахунків згинаних залізобетонних плитних елементів, як при забезпеченні допустимих відхилень у кроках встановлення робочої арматури $\Delta S = \pm 20 \text{ мм}$ [3] (плита П-4/2), так і при більш значних відхиленнях фактичних кроків арматури від їх проектних значень ΔS

$> \pm 20 \text{ мм}$ (плита П-2/2).

З загального аналізу наведених вище порівнянь експериментальних даних видно, що несучій здатності плит відповідає характер зміни процента поздовжнього армування плит по горизонтальній осі перерізу плит. При мінливості армування плит по горизонтальній осі їх робочого перерізу слід перевіряти їх несучу здатність за діючими нормами [2], при цьому слід використовувати статистично обґрунтований з 95% забезпеченням крок робочої арматури за методикою [4].

Основні показники по армуванню експериментальних плит та характер кінцевих тріщинуютьворень в них наведені на рис. 6.

Висновки

Встановлено, що несуча здатність, прогини та характер розподілу тріщин залежить як від мінливості кроків робочої арматури, так і зміни рівня процента поздовжнього армування вздовж горизонтальної осі поперечного перерізу експериментальних плит. Діючі норми не враховують мінливість армування за кроком арматури у монолітних залізобетонних плитних конструкціях. Слід відкоригувати позиції діючого СНиП 2.03.01-84* [2] для оцінки несучої здатності плитних конструкцій з врахуванням фактичних кроків S_i робочого армування, які заміряні в процесі інструментальних обстежень таких конструкцій неруйнуючим методом [1].

За розрахунковий крок арматури для перевірочних розрахунків слід приймати ста-

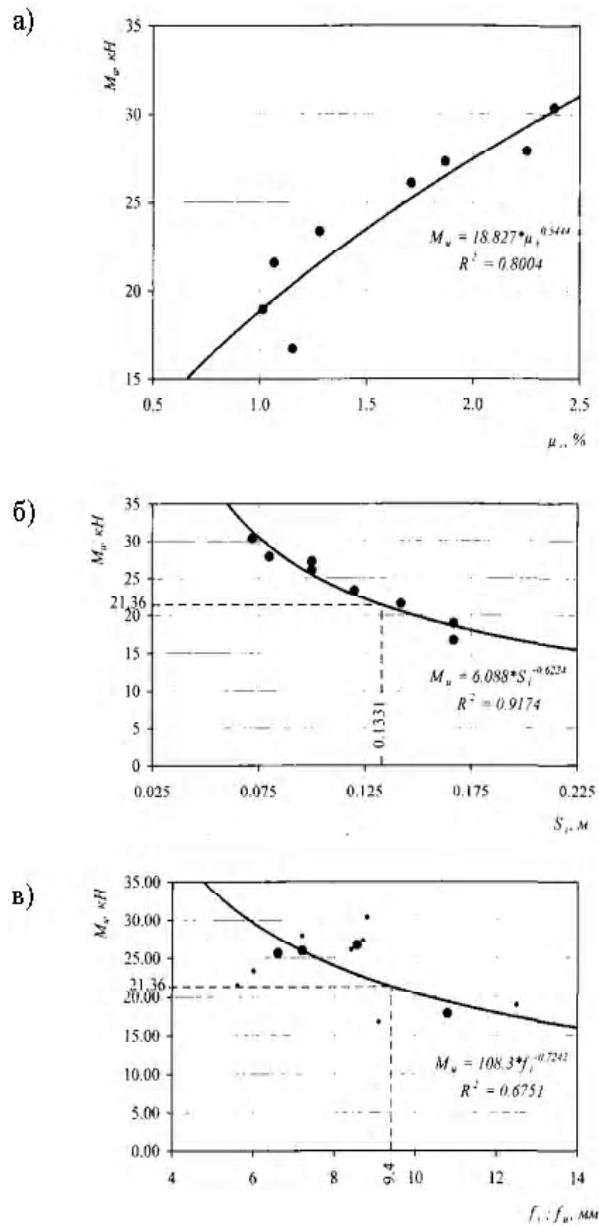
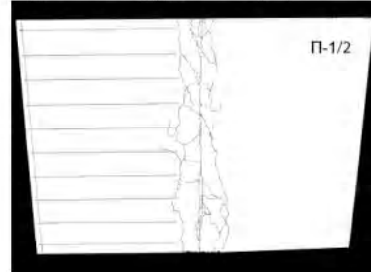


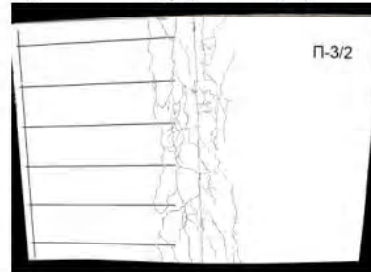
Рис. 5. Зміна залежностей M_u від: а) - процента поздовжнього армування μ_p ; б) - кроку робочої арматури S_p ; в) - граничних прогинів в середині прольотів f_u - у експериментальних плитах.

тистично обґрунтований крок арматури з забезпеченістю 95% від їх середнього значення, що на сьогоднішній день є актуально [5] для оцінки міцнісних та жорсткісних параметрів плит за двома групами граничних станів згідно з діючими нормативними документами [2].

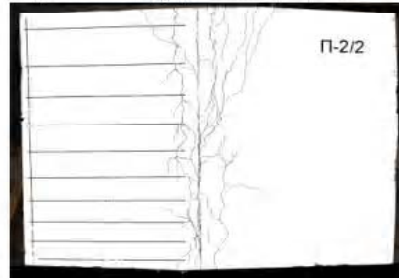
П-1/2, $\mu_m=1.79\%$
 $S_1=50+100 \times 9+50$ мм
 $S_m=100$ мм, $\mu_m=1.79\%$, $n_s=10$ шт.



П-3/2, $\mu_m=1.08\%$
 $S_1=83+166,8 \times 5+83$ мм
 $S_m=166.8$ мм; $\mu_m=1.08\%$, $n_s=6$ шт.



П-2/2, $\mu_i=2.382$ лів...1.067прав%
 $S_1=36+72+79+86+...+117+142+71$ мм
 $S_m=100$ мм; $\mu_m=1.61\%$, $n_s=10$ шт.



П-4/2, $\mu_i=2.253$ лів...1.281прав%
 $S_1=40+80 \times 4+100+120 \times 4+60$ мм
 $S_m=100$ мм; $\mu_m=1.66\%$, $n_s=10$ шт.

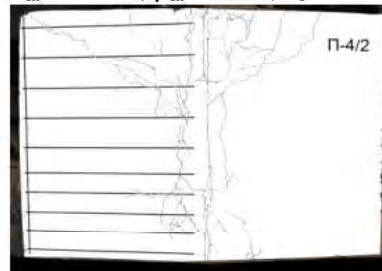


Рис. 6. Характер армування та картина кінцевого тріщиноутворення в експериментальних плитах

Література

1. ДСТУ Б.В.2.6-4-95. Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. /Держбуд України. Київ, 1995. - 12с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Госстрой СССР, 1989. - 80с.
3. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. - М.: Госстрой СССР, 1987. - 89с.
4. Гладисhev Г.М., Гладисhev Д.Г. Оцінка впливу мінливості кроків арматури на несучу здатність монолітної залізобетонної плити надсилосного перекриття / Збірник наукових праць „Сучасне промислове та цивільне будівництво”. Том. 1, № 1.: ДонНАБА. 2005. - С. 33-41.
5. Гладисhev Г.М. Оцінка технічного стану залізобетонних конструкцій силосів корпусу №6 на заводі ВАТ „Миколаївцемент” / Матеріали міжнародної науково - практичної конференції „Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж”. Донецьк.: САМК, 2003. - С. 386 - 394.

Гладисhev Геннадій Миколайович працює доцентом кафедри "Будівельні конструкції та мости"; директор НПФ "Реконстрпроект". Наукові інтереси: вплив неврахованих при проектуванні факторів на експлуатаційну довговічність елементів залізобетонних конструкцій тонкостінних просторових споруд для забезпечення їх надійності при експлуатації.

Гладисhev Дмитро Геннадійович працює доцентом кафедри "Архітектурні конструкції"; головний інженер НПФ "Реконстрпроект". Наукові інтереси: вплив неврахованих при проектуванні факторів на експлуатаційну довговічність елементів залізобетонних конструкцій тонкостінних просторових споруд для забезпечення їх надійності при експлуатації.

Гладышев Геннадий Николаевич работает доцентом кафедры "Строительные конструкции и мосты"; директор НПФ "Реконстрпроект". Научные интересы: влияние неучтенных при проектировании факторов на эксплуатационную долговечность элементов железобетонных конструкций тонкостенных пространственных сооружений для обеспечения их надёжности при эксплуатации.

Гладышев Дмитрий Геннадиевич работает доцент кафедры "Архитектурные конструкции"; главный инженер НПФ "Реконстрпроект". Научные интересы: влияние неучтенных при проектировании факторов на эксплуатационную долговечность элементов железобетонных конструкций тонкостенных пространственных сооружений для обеспечения их надёжности при эксплуатации.

Gladyshev Gennady Mykolayovych is Associated Professor of the Department "Building Structures and Bridges"; Director of the SDF "Rekonstrproekt". Scientific interests: An influence of the factors not taken into account at designing on the operational durability of elements of reinforced concrete structures of thin-walled spatial structures to maintain their reliability at operation.

Gladyshev Dmytro Gennadiyovych is Associated Professor of the Department " Architectural Structures"; Chief Engineer of the SDF "Rekonstrproekt". Scientific interests: An influence of the factors not taken into account at designing on the operational durability of elements of reinforced concrete structures of thin-walled spatial structures to maintain their reliability at operation.