

## РОЗРАХУНОК СТАЛЕБЕТОННИХ ПЛИТ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

© Берестянська С.Ю., Кобзєва О.М., 2010

Проаналізовано роботу конструкції із зовнішнім листовим армуванням. Виконано порівняння експериментальних й отриманих теоретичних даних для різних плит, на підставі чого зроблено висновок про відповідність запропонованої методики розрахунку сталобетонних плит на дію зовнішнього навантаження з наявними експериментальними даними.

**Ключові слова:** сталобетонна плита, зовнішнє навантаження, конструкція із зовнішнім листовим армуванням, міцність бетону, міцність сталевих листів.

The author provides the operability analysis of construction with external sheet reinforcement. Basing on comparative analysis of theoretical and experimental results of the steel concrete slabs under the external loads the author makes the conclusion of competency of proposed methodology.

**Keywords:** steel concrete slabs, external load, construction with external sheet reinforcement, toughness of the concrete, toughness of the steel sheet.

**Вступ.** Аналіз останніх досліджень показав, що існує достатньо прикладів використання конструкції із зовнішнім листовим армуванням у світовій і вітчизняній практиці будівництва, що підтверджує їх ефективність і конкурентоспроможність порівняно із залізобетонними.

Ефективність листового армування найвідчутніша при монолітному будівництві. Найбільш трудомістким і складним процесом при будівництві монолітним способом є опалубні роботи. Заміна дерев'яної опалубки сталевим листом з подальшим використанням його як розтягнутої арматури дає змогу значно вдосконалити організацію праці й скоротити строки будівництва.

Основними показниками, що характеризують експлуатаційні властивості будь-якого типу, є несуча здатність і жорсткість. Практика застосування і теоретичні дослідження показують, що армування в плитах приводить до істотного підвищення їх несучої здатності і жорсткості порівняно із залізобетонними плитами. Результати порівняння свідчать про те, що заміна стрижневого армування на листове в плитах, обпертих по контуру, приводить до збільшення їх несучої здатності в 2,2–3,2 рази за однакової витрати робочої арматури та інших рівних умов. Істотно підвищується жорсткість. Так, досягнення граничних значень прогину відбувається при навантаженнях, що в 2,5–3,0 рази перевищують аналогічні значення для залізобетонних плит.

Відзначені властивості сталобетонних плит пояснюються особливістю роботи плоского сталевих листів, здатного сприймати розтягувальні зусилля, близькі до його межі текучості, одночасно у взаємно перпендикулярних напрямках, деформуючись при цьому в стиснутих умовах в 1,4–2,0 рази менше ніж в умовах одноосового розтягання. Крім того, завдяки ізотропним властивостям сталевих листів, після появи тріщин сталобетонний елемент у значно меншому ступені проявляє анізотропні властивості порівняно із залізобетонними і, відповідно, краще зберігає здатність сприймати крутні моменти.

**Методика розрахунку.** Розглядаються тонкі пластинки, прогини яких малі порівняно з їх товщинами. Гіпотеза прямих нормалей приймається зі зрушенням, що відповідає відносній деформації зрушення по контакту сталевих листів з бетоном. За початок відліку деформацій приймається стан плити до додавання навантаження. Вважають, що бетон з тріщинами працює як умовно ізотропний матеріал.

Вважаємо, що тріщини утворюються по площадках головних напружень, що розтягують, проходять через центр елемента і у межах елемента симетричні щодо його центра. Критерієм утворення тріщин є досягнення у волокнах бетону граничних деформацій. Знаючи закон зміни нормальних напружень по висоті перерізу, можна обчислити величину погонного згинального моменту інтегруванням у межах висоти перерізу.

Використовуючи відомі вираження для перетворення тензора кривизни і тензора моменту, згинальні моменти в головних напрямках  $M_1$  і  $M_2$  записуються в системі координат  $(x, y, z)$  [1, 2].

$$\begin{pmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} K_x \\ K_y \\ K_{xy} \end{pmatrix} \quad (1)$$

$$D_{11} = D_1 \sin^2 \alpha + D_2 \cos^2 \alpha; \quad D_{12} = D_{21} = D_\mu; \quad D_{13} = D_{31} = D_{23} = D_{32} = (D_1 - D_2) \cos \alpha \cdot \sin \alpha / 2;$$

$$D_{22} = D_1 \cos^2 \alpha + D_2 \sin^2 \alpha; \quad D_{33} = (D_1 + D_2 - 2D_\mu) / 4;$$

$$D_i = \bar{x}_i^3 E_b / (3(1 - \nu_b^2)) + \bar{x}_{ti}^3 E_{bt} / (3(1 - \nu_{bt}^2)) + E_s A_s (h_0 - x_i)^2 \lambda_i / (1 - \nu_s^2);$$

$$D_\mu = 0,5(D_{\mu 1} + D_{\mu 2});$$

$$D_{\mu i} = \nu_b \bar{x}_i^2 \bar{x}_j E_b / (3(1 - \nu_b^2)) + \nu_{bt} \bar{x}_{ti}^2 \bar{x}_{tj} E_{bt} / (3(1 - \nu_{bt}^2)) + \nu_s E_s A_s (h_0 - x_i)(h_0 - x_j) \lambda_j / (1 - \nu_s^2);$$

$$i = 1, 2; \quad j = 2, 1;$$

$$K_x = -\partial^2 w / \partial x^2; \quad K_y = \partial^2 w / \partial y^2; \quad K_{xy} = \partial^2 w / \partial x \partial y, \quad (2)$$

де  $A_s$  – площа сталевго листа на одиниці довжини;  $E_b, E_{bt}, \nu_b, \nu_{bt}$  – параметри деформування стиснутого і розтягнутого бетону;  $E_s, \nu_s$  – параметри деформування сталевго листа;  $\lambda_i$  – коефіцієнт податливості контакту листової арматури з бетоном;  $x_i, x_{ti}$  – висоти стиснутої і розтягнутої зон.

**Порівняння дослідних даних з теоретичними.** Для оцінки збіжності даних розрахунку напружено-деформованого стану сталобетонних плит здійснене порівняння з експериментальними дослідженнями, виконаними в Харківському автомобільно-дорожньому інституті [2] і в Національному університеті Сінгапура [3].

Для досліджень у лабораторії кафедри будівельної механіки Харківського автомобільно-дорожнього інституту імені Комсомолу України дослідні зразки плит виготовлені в умовах Харківського заводу залізобетонних конструкцій тресту “Харківагропромстрой”. Як арматуру використовували сталевий лист товщиною 1,0 мм, об’єднаний з бетоном для спільної роботи нахиленими петлевими анкерами. Для виготовлення анкерів використовувалася гладка дротова арматура  $d=5$  мм класу Вр-1, відстань між вітками витримувалась 0,05 м, сполучення віток здійснювалось по дузі радіусом 0,025 м. Анкери приварювались до листової арматури ручним електродуговим зварюванням відповідно до вимог п. 3.46 СНіП-2.03.01-84. Отриманий у такий спосіб арматурний каркас укладався в опалубку і здійснювалось бетонування.

Випробовувалися шарнірно обперті плити з розмірами в плані 1,0x1,0 м, що лежать на опорному контурі, дія зосередженого навантаження, прикладеного в центрі плити, передавалась через твердий штамп 0,18x0,18 м (рис. 1). Для запобігання відриву плити від контуру в кутових зонах використовувалось пристосування, що допускало вільні кутові переміщення і не допускало лінійних.

Випробування здійснювалось навантаженням зразків приблизно 0,1 від руйнівного навантаження, зі швидкістю 0,30 Н/с. За нульовий відлік приймалися показання реєструвальних приладів при навантаженні на плиту, яке дорівнювало 5,0 кН.

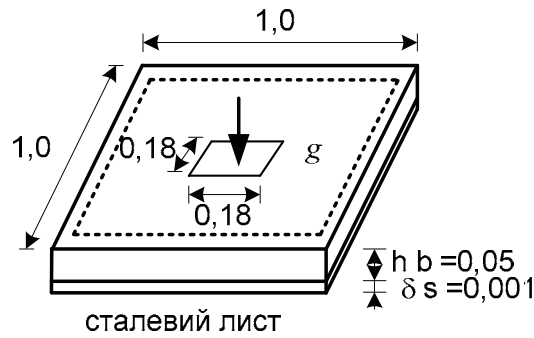


Рис. 1. Схема сталебетонної плити

Деформативно-міцнісні характеристики матеріалів визначалися безпосередньо перед початком випробувань плит на контрольних зразках бетону і сталі. Середня величина знайдених значень модуля пружності бетону  $E_{bo} = 37000$  МПа. Міцність бетону при одноосьовому стиску, знайдена випробуванням призм і кубів до руйнування у машині УИМ-50, дорівнювала  $R_b = 42,5$  МПа. Модуль пружності листової арматури визначався випробуванням зразка стандартних розмірів і дорівнював  $E_s = 206000$  МПа.

На рис. 2 наведено порівняння прогинів плит П-4 і П-6 з розрахунковими значеннями, отриманими при розрахунку плити з розмірами, міцнісними характеристиками і схемою обпирання, такими самими, як для розглянутих плит (розміром у плані  $1,0 \times 1,0$  м, висотою  $0,05$  м, модулем пружності бетону  $E_b = 37000$  МПа, товщиною сталевих листа  $1,0$  мм і  $E_s = 206000$  МПа). Для моделювання процесу деформування плит використовувалася сітка  $5 \times 5$ , навантаження здійснювалося кроками величиною  $10,0$  кН.

Як видно з рис. 2, розрахункові значення прогинів відповідає експериментальним значенням. Так, при навантаженні на плиту  $80$  кН відсоток розбіжності по прогинах  $\approx 6\%$ , а при руйнівному навантаженні –  $9\%$ .

Порівняння експериментальних і теоретичних значень руйнівних навантажень для описаних плит (табл. 1) показує добру збіжність розрахункових значень із експериментальними. Відсоток розбіжності становить до  $5\%$ .

Таблиця 1

**Порівняння експериментальних і теоретичних значень  
несучої здатності сталебетонних плит**

№ плит	Межа текучості листової арматури, МПа	Міцність бетону, МПа	Експериментальне руйнівне навантаження, кН	Розрахункове руйнівне навантаження, кН	Відсоток розбіжності, %
П-4	230,0	42,5	130,0	125,0	3,8
П-6	230,0	42,5	120,0	125,0	4,2

У табл. 2 наведено результати розрахунку плити з поданими вище характеристиками, з якої видно, що поява тріщин у розтягнутій зоні бетону не призводить до стрибка прогинів. Це відповідає даним [1] і пояснюється перерозподілом зусиль. При числовому розрахунку перші тріщини з'явилися при навантаженні  $30$  кН, а у експериментальних дослідженнях – при навантаженні  $40$  кН. Перед руйнуванням напруження у стиснутій зоні бетону близькі до граничних. Це свідчить про вичерпання міцнісних властивостей бетону. Напруження в сталевому листі ще не досягли межі текучості. В цьому разі руйнування відбувається через утворення тріщин у стиснутій зоні бетону, тобто крихке руйнування, що збігається з даними [1].

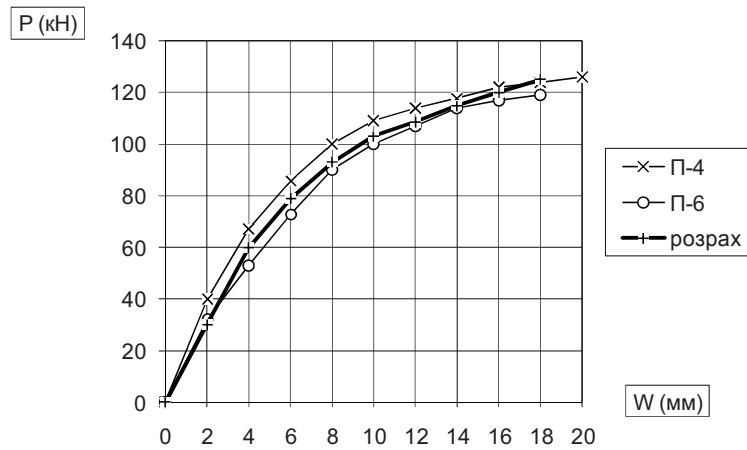


Рис. 2. Залежність від навантаження прогинів, отриманих для центральної точки плити

Таблиця 2

**Характеристики напружено-деформованого стану сталобетонної плити**

Навантаження кН/м <sup>2</sup>	Прогини мм	Напруження в бетоні, МПа		Напруження у сталевому листі, МПа
		стиснутому	розтягнутому	
10	5	0,6	0,65	4,63
20	13	16,61	1,13	9,16
30	21	26,35	2,11	14,31
40	28	33,64	2,71	18,84
50	36	42,84	3,57	26,12
60	41	50,30	5,54	40,47
70	52	61,15	7,94	57,39
80	63	69,03	9,54	81,01
90	78	93,67	14,21	98,64
100	96	105,16	16,31	110,12
110	130	127,48	20,22	128,96
120	160	133,91	23,73	148,03

Для оцінки даних розрахунків використовувались також експериментальні дослідження, виконані у Національному університеті Сінгапура [3] на вільно обпертих плитах розміром 0,9x0,9 м. Навантаження виконувалось зосередженою силою, розподіленою по площадці 0,17x0,17 м по центру. Об'єднання бетонної плити для роботи разом зі сталевим листом виконувалось епоксидним клеєм, товщина шару 2,5 мм (рис. 3).

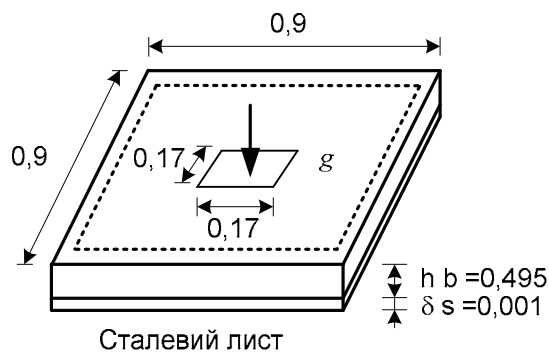


Рис. 3. Схема сталобетонної плити

На рис. 4 виконано порівняння залежностей “навантаження–прогин” для експериментальних даних, отриманих у Національному університеті Сінгапура і в результаті математичного моделювання. Через відсутність у [3] даних про жорсткість клеєвого з’єднання у розрахунку плити об’єднання листа з бетоном вважалось абсолютно жорстким, що могло призвести до зменшення розрахункових значень прогинів не більш ніж на 8 % при навантаженнях, близьких до граничних.

Аналіз наведених на рис. 4 даних свідчить про добру відповідність експериментальних і розрахункових значень прогинів. Так, до навантаження 80,0 кН розбіжності в значеннях прогинів не перевищують 5 %.

Порівняння руйнівних навантажень за даними експериментальних випробувань Національного університету Сінгапура [3] з розрахунковими значеннями виконано в табл. 3 і свідчить про добре співвідношення запропонованого методу розрахунку.

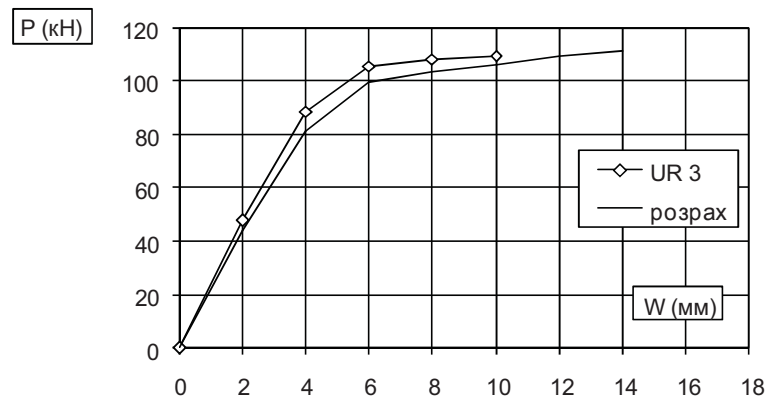


Рис. 4. Порівняння експериментальних даних Національного університету Сінгапура і даних математичного моделювання

Таблиця 3

**Порівняння розрахункових значень руйнівних навантажень з даними Національного університету Сінгапура**

	Висота плити, мм	Сталевий лист		Міцність бетону, МПа	Експериментальне руйнівне навантаження, кН	Розрахункове руйнівне навантаження, кН	Відсоток розбіжності, %
		товщина, мм	межа текучості, МПа				
UR3	50,5	1,00	218	48,0	111,0	115,0	4

**Висновки.** Отже, запропонована методики добре співвідноситься з експериментальними даними для розрахунку сталобетонних плит на дію поперечного навантаження.

Порівняння експериментальних й отриманих теоретичних даних дає змогу зробити висновок про відповідність запропонованої методики розрахунку сталобетонних плит на дію зовнішнього навантаження з наявними експериментальними даними, що уможливило подальше вдосконалення конструкції із забезпеченням її ефективної і безпечної експлуатаційної роботи.

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Несущая способность сталобетонных плит // Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 30–31. 2. Чихладзе Э.Д., Берестянская С.Ю. Напряженно-деформированное состояние элемента сталобетонной плиты при силовых и температурных воздействиях // Будівельні конструкції. Збірник наукових праць: Вып. 50. – Киев: НДІБК, 1999. – С. 259–263. 3. Ong K.C.G., Mays G.C., Cusens A.R. Flexural Test of Steel-Concrete Open Sandwiches // Magazine of Concrete Research. – 1982. – Vol. 34. – № 120. – P. 130–138.