

УДК [624.073+624.016]

*Канд. техн. наук С.Ю. Берестянська,
А.О. Берестянська*

*S. Ju. Berestyanskaya,
A.A. Berestyanskaya*

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ РОБОТИ СТАЛЕБЕТОНИХ ПЛИТ ПРИ СИЛОВИХ ВПЛИВАХ

INVESTIGATION ANALYSIS OF STEEL CONCRETE SLABS BEHAVIOR UNDER THE LOADING

Представив д-р техн. наук, професор А.А. Плугін

Вступ. Сталобетонні конструкції є ефективними порівняно із залізобетонними. Ефективність листового армування найбільш відчутна при монолітному будівництві. Найбільш трудомістким і складним процесом при будівництві монолітним способом є опалубні роботи. Заміна дерев'яної опалубки сталевим листом з наступним використанням його як розтягнутої арматури дозволяє значно вдосконалити організацію праці й скоротити строки будівництва.

Аналіз останніх досліджень. Аналіз останніх досліджень показав, що на сьогодні існує достатня кількість прикладів використання конструкції із зовнішнім листовим армуванням у світовій і вітчизняній практиці будівництва, що підтверджує їх ефективність і конкурентоспроможність порівняно із залізобетонними.

Виклад основного матеріалу. Розглядаються тонкі пластинки, прогини яких малі порівняно з їх товщинами. Гіпотеза прямих нормалей приймається зі

зсувами, що відповідає відносній деформації зсуву по контакту сталевого листом з бетоном. За початок відліку деформацій приймається стан плити до додавання навантаження. Приймається, що бетон з тріщинами працює як умовно ізотропний матеріал.

Вважаємо, що тріщини утворюються по площадках головних напружень, що розтягують, проходять через центр елемента і в межах елемента симетричні відносно 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 вирази для перетворення тензора кривизни і тензора моменту, згинальні моменти в головних напрямках M_1 і M_2 записуються в системі координат (x, y, z) [1-4].

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

$$D_{11} = D_1 \sin^2 \alpha + D_2 \cos^2 \alpha ; D_{12} = D_{21} = D_{\mu} ;$$

$$D_{13} = D_{31} = D_{23} = D_{32} = (D_1 - D_2) \cos \alpha \cdot \sin \alpha / 2 ;$$

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

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

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

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

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

де A_s – площа сталевго листа на одиницю довжини;

$E_b, E_{bt}, \nu_b, \nu_{bt}$ – параметри деформування стиснутого і розтягнутого бетону;

E_s, ν_s – параметри деформування сталевго листа;

λ_i – коефіцієнт піддатливості контакта листової арматури з бетоном;

x_i, x_{ti} – висота розтягнутої і стиснутої зон.

Порівняння дослідних даних з теоретичними. Для оцінки збіжності даних розрахунку напружено-деформованого стану сталобетонних плит було виконано порівняння з експериментальними дослідженнями, виконаними в Харківському автомобільно-дорожньому інституті [2] і проведеними в Національному Університеті Сінгапуру [5].

Для досліджень, проведених у лабораторії кафедри будівельної механіки Харківського автомобільно-дорожнього інституту ім. Комсомолу України, дослідні зразки плит були виготовлені в

умовах Харківського заводу залізобетонних конструкцій тресту «Харьковагропромстрой». Як арматура використовувався сталевий лист товщиною 1,0 мм, з'єднаний з бетоном для спільної роботи нахиленими петлевими анкерами. Для виготовлення анкерів використовувалася гладка дротова арматура d=5 мм класу Вр-1, відстань між гілками витримувалась 0,05 м, з'єднання гілок відбувалося 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 здійснювалося 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 передавалось через твердий штамп 0,18x0,18 м (рис. 1). Запобігання відриву плити від контуру в кутових зонах здійснювалось пристосуванням, що допускало вільних кутових переміщень і не допускало лінійних.

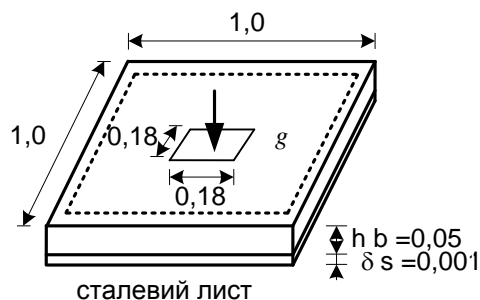


Рис. 1. Схема сталобетонної плити

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

Деформативно-міцнісні характеристики матеріалів визначалися безпосередньо перед початком випробувань плит на контрольних зразках бетону і сталі. Середня величина знайдених значень модуля пружності бетону $E_{b0} = 37000$ 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. подано 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 1,0x1,0 м, висотою 0,05 м, модулем пружності бетону $E_b = 37000$ МПа, товщиною сталевих листа 1,0 мм і $E_s = 206000$ МПа). При моделюванні процесу деформування плит використовувалася сітка 5x5, навантаження здійснювалося кроками величиною 10,0 кН.

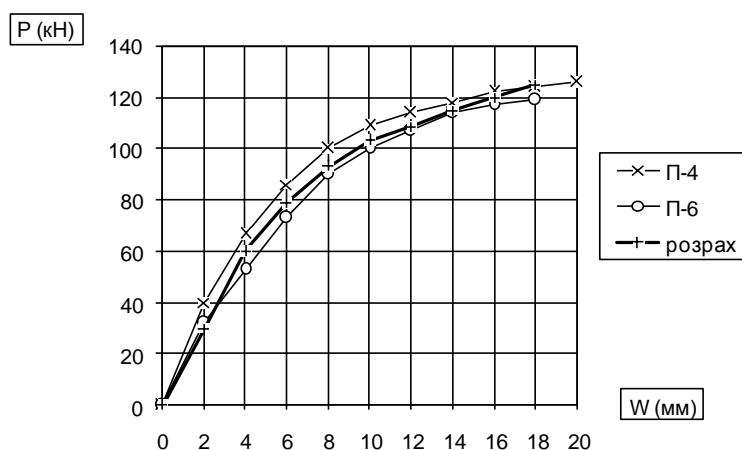


Рис. 2. Залежність прогинів від навантаження, отриманих для центральної точки плити

Як видно з рис. 2, розрахункове 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 гарну збіжність розрахункових значень із експериментальними. Відсоток розбіжності становить до 5 %.

З табл. 2, у якій наведено результати розрахунку плити з наведеними раніше характеристиками, видно, що поява тріщин у розтягнутій зоні бетону не призводить до стрибка прогинів. Це відповідає даним роботи [1] і пояснюється перерозподілом зусиль. При числовому розрахунку перші

тріщини з'явилися при навантаженні 30 кН, а в експериментальних дослідженнях – при навантаженні 40 кН. Перед руйнуванням напруження у стиснутій зоні бетону близькі до граничних. Це говорить про вичерпані міцнісних властивостей бетону. Напруження в сталевому листі ще не досягли межі текучості. У цьому разі руйнування відбувається через утворення тріщин у стиснутій зоні бетону, тобто крихке руйнування, що співпадає з даними роботи [1].

Таблиця 1

Порівняння експериментальних і теоретичних значень несучої здатності сталобетонних плит

| № плит | Межа текучості листових арматур, 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 |

Таблиця 2

Характеристики напружено-деформованого стану сталобетонної плити

| Навантаження кН/м ² | Прогини мм | Напруження в бетоні, МПа | | Напруження в сталевому листі, МПа |
|--------------------------------|------------|--------------------------|------------|-----------------------------------|
| | | сжатом | растянутом | |
| 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, проведені у

національному Університеті Сінгапуру [5] 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 товщиною слою 2,5 мм (рис. 3).

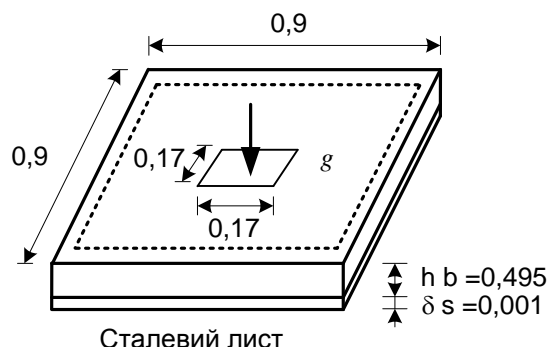


Рис. 3. Схема сталобетонної плити

На рис. 4 виконано порівняння залежностей «навантаження-прогин» для експериментальних даних, отриманих у Національному Університеті Сінгапуру і в результаті математичного моделювання. Через відсутність у роботі [5] даних про

жорсткість кеєвого з'єднання в розрахунку плити з'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.

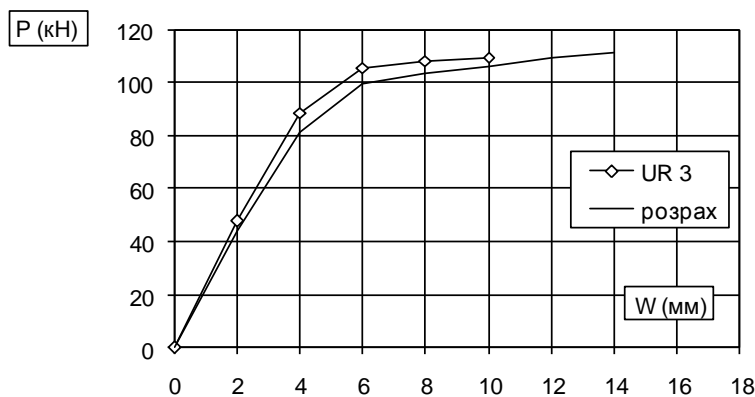


Рис. 4. Порівняння експериментальних даних Національного Університету Сінгапуру і даних математичного моделювання

Аналіз проведених на рис. 4 даних свідчить про 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 Сінгапуру [5] з розрахунковими значеннями виконано в табл. 3 і свідчить про гарне співвідношення запропонованого методу розрахунку.

Порівняння розрахункових значень руйнівних навантажень з даними
Національного Університету Сінгапуру

| | Висота плити, мм | Сталевий лист | | Міцність бетону, МПа | Експеримен- тальне руйнівне навантаження, кН | Розрахункове руйнівне навантаження, кН | Відсоток розбіж- ності, % |
|-----|------------------------|----------------|---------------------------|----------------------------|---|---|------------------------------------|
| | | товщина, мм | межа текучості, МПа | | | | |
| UR3 | 50,5 | 1,00 | 218 | 48,0 | 111,0 | 115,0 | 4 |

Висновки. Таким чином, ця методика добре співвідноситься з експериментальними даними для розрахунку сталобетонних плит на дію поперечного навантаження.

Порівняння експериментальних і отриманих теоретичних даних дозволяє зробити висновок про відповідність цієї

методики розрахунку сталобетонних плит на дію зовнішнього навантаження з наявними експериментальними даними, що дає можливість подальшого вдосконалювання конструкцій із забезпеченням їх ефективної і безпечної експлуатаційної роботи.

Список літератури

1. Чихладзе, Э.Д. Несущая способность сталобетонных плит [Текст] / Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арсланханов // Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 30-31.
2. Арсланханов, А.Д. Исследование напряженно-деформированного и предельных состояний сталобетонных плит при статическом кратковременном нагружении [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Д. Арсланханов. – Харьков, 1989. – 154 с.
3. Чихладзе, Э.Д. Напряженно-деформированное состояние элемента сталобетонной плиты при силовых и температурных воздействиях [Текст] / Э.Д. Чихладзе, С.Ю. Берестянская // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 1999. – Вип. 50. – С. 259-263.
4. Берестянская, С.Ю. Влияние повышенных и высоких температур на деформирование бетона при плоском напряженном состоянии [Текст] / С.Ю. Берестянская // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: РДТУ, 1999. – Вип. 3. – С. 93-97.
5. Ong K.C.G. Flexural Test of Steel-Concrete Open Sandwiches. Mays G.C., Cusens A.R. // Magazine of Concrete Research. – 1982. – Vol.34. – №120. P.P. 130-138.

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

Анотація

Проведено аналіз роботи конструкції з зовнішнім листовим армуванням. Показано порівняння експериментальних і теоретичних даних для різних плит, на підставі чого зроблено висновок про відповідність даної методики розрахунку сталобетонних плит на дію зовнішнього навантаження та існуючих експериментальних даних.

Проведен анализ работы конструкции с внешним листовым армированием. Показано сравнение экспериментальных и теоретических данных для различных плит, на основании чего сделан вывод о соответствии данной методики расчета сталебетонных плит на действие внешней нагрузки и существующих экспериментальных данных.

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.