

УДК 624.074

**Лапенко Олександр Іванович**  
доктор технічних наук, професор  
Національний авіаційний університет,  
завідувач кафедри комп'ютерних технологій будівництва  
ORCID: 0000-0002-2029-0792  
my-partner@ukr.net

## СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЛИТИ В НЕЗНІМНІЙ ОПАЛУБЦІ

*У статті викладено відомості про сталезалізобетонні плити, що проектуються, виготовляються та досліджуються в незнімній опалубці. Наведено характеристики сучасних сталезалізобетонних конструкцій, що застосовуються в будівництві; розкривається сутність сталезалізобетонних конструкцій, наведено методи їх розрахунку та конструювання; подано результати експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій у незнімній опалубці. На прикладі запроєктованих реальних сталезалізобетонних конструкцій розкрито їх переваги та недоліки.*

**Ключові слова:** сталезалізобетонні плити, незнімна опалубка, дослідження, випробування, напружено-деформований стан.

**Oleksandr Lapenko**  
Doctor of Technical Sciences, Professor  
National Aviation University,  
Acting head of Computer Technologies of Construction Department  
ORCID: 0000-0002-2029-0792  
my-partner@ukr.net

## STEEL-REINFORCED CONCRETE SLABS IN FIXED FORMWORK

*The article provides information about steel-reinforced concrete slabs, which are designed, manufactured, and investigated in fixed formwork. The characteristics of modern steel-reinforced concrete structures used in*

*construction are given; the essence of steel-reinforced concrete structures is revealed, methods of calculation and design are given; the results of experimental studies of steel-reinforced concrete structures in fixed formwork are presented. On the example of projected real steel-reinforced concrete structures, their advantages and disadvantages are revealed.*

**Key words:** *steel-reinforced concrete slabs, fixed formwork, research, testing, stress-strain state.*

## ВСТУП

Більше ста п'ятдесяти років минуло з того часу, як у будівництві розпочали використовувати залізобетон. Зробивши перші неспівні кроки, залізобетон усе впевненіше завойовував позиції, витісняючи та опережаючи інші види несучих конструкцій. Слід зазначити, що поява залізобетону та його активне застосування збіглося в часі з бурхливим розвитком промисловості та будівництва. Залізобетон стали використовувати не лише в промисловому і цивільному будівництві, а й в інших галузях, наприклад, при зведенні таких складних споруд, як мости, висотні будівлі.

Однією із суттєвих переваг залізобетону є можливість при проектуванні та будівництві надання конструкції будь-якої форми. Користуючись цим, архітектори і конструктори створили найрізноманітніші форми залізобетонних конструкцій, у тому числі оболонки та просторових систем. Можливість створення різноманітних форм із залізобетону значно вплинула на розвиток архітектури.

Поряд зі значними перевагами залізобетон має суттєві недоліки. Насамперед це велика вага, що пояснюється не тільки високою щільністю самого матеріалу, але й тим фактором, що в несучих конструкціях не враховується робота бетону на розтяг. Боротьба із цими недоліками здійснюється за різними напрямками: це зменшення щільності за рахунок застосування легких бетонів, і конструювання несучих елементів так, щоб виключити наявність бетону в розтягнутій зоні.

Ще одним суттєвим недоліком бетону є необхідність застосування опалубки та рихтування при його виготовленні та на будівництві. Це в однаковій мірі стосується як монолітного, так і збірного залізобетону.

При виробництві збірних залізобетонних конструкцій у заводських умовах використовується стаціонарна металева опалубка. Для підвищення інтенсивності обертання опалубки застосовується термічна обробка бетону для зменшення строків його тужавіння. Металева опалубка та необхідність термічної обробки значно підвищують вартість залізобетонних виробів.

Увесь період розвитку залізобетону характеризувався боротьбою із цим недоліком – необхідністю застосування опалубки при зведенні конструкцій.

Поряд із залізобетонними вже понад сто років застосовуються сталеві залізобетонні конструкції, що поєднують у собі залізобетон та сталеві прокатні профілі. Ці конструкції надзвичайно різноманітні, вони застосовуються при будівництві згинальних і стиснутих конструкцій, плит, їх застосовують при зведенні різноманітних споруд. Сталезалізобетонні конструкції мають багато переваг, але, на нашу думку, основна з них – це можливість виробляти та будувати залізобетонні конструкції без використання опалубки, тому що її функції може успішно виконувати арматура зі сталевих профілів.

### **1. Залізобетонні плити по профільованому настилу**

Особливості роботи залізобетонних плит по профільованому настилу були досліджені в роботах В.І. Козаря<sup>1, 2</sup>.

Для сучасного будівництва є актуальною проблема забезпечення високої надійності будівельних конструкцій при їх малій матеріалоемності та низьких трудовитратах. Цим вимогам у повній мірі відповідають монолітні перекриття по сталевому профільованому настилу.

Монолітні плити з листовою арматурою належать до сталезалізобетонних конструкцій, у яких використовується зовнішня

---

<sup>1</sup> Козарь В.І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Полтава. 1999. – 19 с.

<sup>2</sup> Козарь В.І. Напружено-деформований стан залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу // Зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 1999. – Вип. 4. – С. 87–90.

листова арматура, розміщена на крайніх гранях поперечного перерізу. При влаштуванні перекриття сталеві профілі збирають у вигляді настилу і використовують як опалубку. Після твердіння і досягнення бетоном проектної міцності листова профільована арматура входить до складу плити в якості робочої арматури. Включення настилу до складу плити забезпечується анкерами різноманітної конструкції чи замоноличенням у бетоні частин самого настилу.

Робота монолітних плит<sup>3</sup> по сталевому профільованому настилу до цього часу вивчена досить добре. Але конструктивні розробки анкерних засобів для забезпечення сумісної роботи листової арматури з бетоном при опиранні плит на бетонні, залізобетонні чи цегляні конструкції практично відсутні або ж передбачають використання в цих випадках звичайних стрижневих анкерів, які закріплюються до настилу за допомогою зварювання і потребують додаткових закладних деталей. Існуючі методи розрахунку не враховують усіх особливостей таких конструкцій, особливо при використанні нестандартних анкерних засобів.

У результаті проведеного пошуку<sup>4</sup> з'явилася ідея використання анкерів, які виготовляються з листової сталі і закріплюються на листовій арматурі за допомогою відігнутих частин самого анкера без проведення зварювальних робіт. Було запропоновано кілька варіантів такого з'єднання (рис. 1), на які отримані позитивні рішення про видачу патенту на винахід.

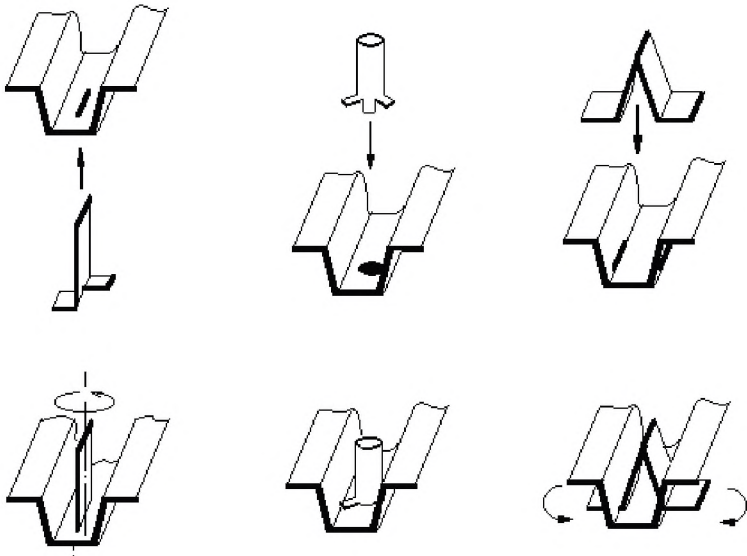
Для проведення експериментальних досліджень запропонованих конструкцій анкерів було розроблено програму експериментів. При її складанні враховувалося, що несуча здатність і напружено-деформований стан елементів монолітних плит з профільованою арматурою залежить від геометричних розмірів

---

<sup>3</sup> Стороженко А.І., та ін. Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами / А.І. Стороженко, О.В. Семко, О.В. Сколибго / Будівельні конструкції. – К. : ДНДІБК, 2003. Вип. 59, кн. 2. – С. 31–38.

<sup>4</sup> Стороженко А.І., Лапенко О.І. Проектування й будівництво сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Київ, 2007. – Вип. 67 – С. 750–758.

поперечного перерізу, характеристик сталевого профільованого настилу, способу забезпечення сумісної роботи сталі і бетону в конструкції та фізико-механічних якостей вихідних матеріалів.


















**Рисунок 1** – Запропоновані конструкції анкерів для монолітних плит по сталевому профільованому настилу









При виготовленні експериментальних зразків було використано три типи сталевого профільованого настилу (Н-60-845-0,8; Н-75-750-0,9; Н-57-750-0,8), три різних склади важкого бетону і п'ять типів анкерів таблиця 1.

Програмою експериментів таблиця 1 передбачалося дослідження двох груп дослідних зразків. Зразки першої групи являли собою два листи-близнюки, вирізані зі сталевого профільованого настилу, які об'єднувалися між собою та з бетонним блоком, розміщеним між ними, різними видами зв'язку (рис. 2,а). Довжина зразків становила 250 мм, розміри поперечного перерізу залежали від типу профнастилу, що використовувався.

**Таблиця 1** – Характеристики та несуча здатність дослідних зразків із листовою профільованою арматурою

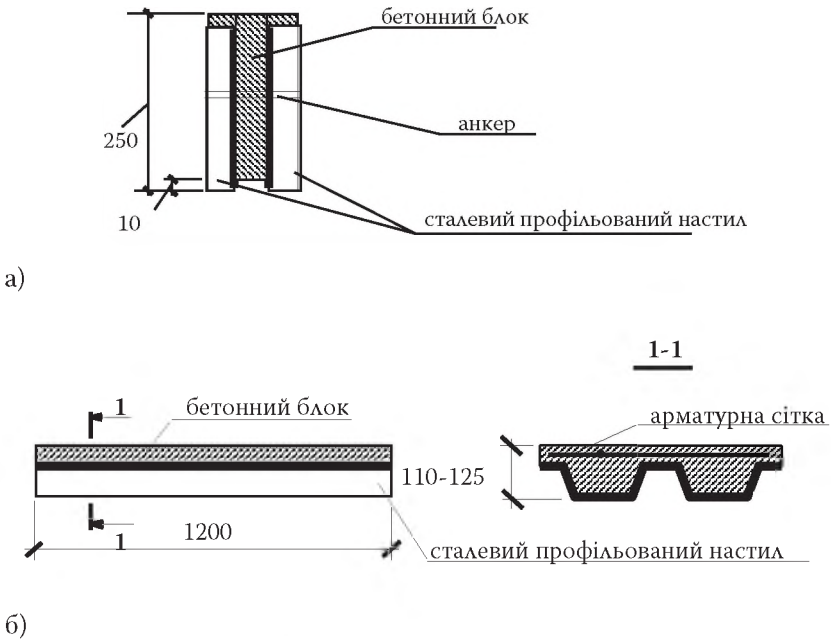
Група	Серія	Тип СПН	Тип і ескіз анкера	R <sub>b</sub> , МПа	Експериментальна несуча здатність	
1	2	3	4	5	6	
1	ЗР-1-1	1		33,0	69,6 кН	
	ЗР-1-2	1		33,0	44,1 кН	
	ЗР-1-4	1		33,0	32,8 кН	
	ЗР-1-5	1		33,0	22,0 кН	
	ЗР-2-1	1		33,0	69,3 кН	
	ЗР-2-2	1		25,2	60,0 кН	
	ЗР-2-3	1		14,7	30,0 кН	
	ЗР-3-1	2		33,0	22,0 кН	
	ЗР-3-2	2		25,2	23,8 кН	
	ЗР-3-3	2		14,7	17,5 кН	
	ЗР-4-1	1	–	–	33,0	5,00 кН
	ЗР-4-2	2	–	–	33,0	9,50 кН
	2	ЗГ-1-1	1		33,0	8.33 кН·м
		ЗГ-1-2	1		33,0	7.67 кН·м
ЗГ-1-3		1		33,0	9.54 кН·м	
ЗГ-1-4		1		33,0	5.75 кН·м	
ЗГ-1-5		1		33,0	5.39 кН·м	

Закінчення таблиці 1

1	2	3	4	5	6
	ЗГ-2-1	2	5 	33,0	5.34 кН·м
	ЗГ-2-2	2	5 	25,2	5.28 кН·м
	ЗГ-2-3	2	5 	14,7	4.12 кН·м
	ЗГ-3-1	3	1 	33,0	9.93 кН·м
	ЗГ-3-2	3	1 	25,2	9.16 кН·м
	ЗГ-3-3	3	1 	14,7	7.43 кН·м
	ЗГ-4-1	1	–	33,0	7.84 кН·м
	ЗГ-4-2	1	–	25,2	6.68 кН·м
	ЗГ-5-1	3	1 	33,0	6.77 кН·м
	ЗГ-5-2	2	5 	33,0	8.14 кН·м

Експериментальні зразки другої групи, що досліджувалися на згин, являли собою однопролітні балкові плити шириною поперечного перерізу 370–420 мм, довжиною 1200 мм, армовані в розтягненій зоні тільки профільованою арматурою (рис. 2,б). Висота бетонного блоку над сталевим профільованим настилом становила 50 мм. У стиснутій зоні плит встановлювалися конструктивні арматурні сітки з арматурної сталі класу Вр-1 діаметром 4 мм і розміром чарунки 100\*100 мм. У зразках серій ЗГ-5-1 і ЗГ-5-2, у яких сталевий лист був розміщений у стисненій зоні поперечного перерізу, розмір чарунок арматурних сіток складав 50\*50 мм.

Для механічного зв'язку між бетонним блоком і листовою арматурою для експериментальних зразків були прийняті анкери, виготовлені зі стрижневої арматури і листової оцинкованої сталі. Анкери встановлювалися тільки в опорних частинах плит. Крім цього, передбачалося дослідження зразків без засобів анкерування (серії ЗР-4-1, ЗР-4-2, ЗГ-4-1, ЗГ-4-2).



**Рисунок 2** – Конструкція дослідних зразків:

а) першої групи; б) другої групи

Зразки випробовувались після досягнення бетоном проектної міцності у віці 28 діб і більше при статичному короточасному навантаженні. Зразки першої групи завантажувались однією силою, що була прикладена по осі симетрії. Зразки другої групи завантажувались стрічковим навантаженням шириною 55 мм, прикладеним посередині прольоту перпендикулярно до поздовжньої осі плити.

Завантаження виконувалося ступенево, з кроком 0.1–0.05 від граничного. На всіх ступенях завантаження замірялися поздовжні та поперечні деформації, прогини і зсув бетонного блоку в торцях плит.

Розроблені методики виготовлення та дослідження елементів плит із профільованою арматурою, прийняте дослідне обладнання



дали змогу в лабораторних умовах вивчити їх роботу під навантаженням, отримати характеристики напружено-деформованого стану на будь-якій стадії завантаження.

Випробування зразків першої групи дали змогу експериментально довести ефективність запропонованих анкерних засобів. Руйнування зразків із використанням анкерів першого, другого і третього типів відбувалося внаслідок втрати стійкості стінки профільованого настилу на ділянці від нижнього анкера до низу зразка, що свідчить про достатню несучу здатність анкерування. Руйнування зразків першої групи з четвертим та п'ятим типом анкерів відбувалося внаслідок зминання сталі профільованого настилу в місці закріплення анкера.

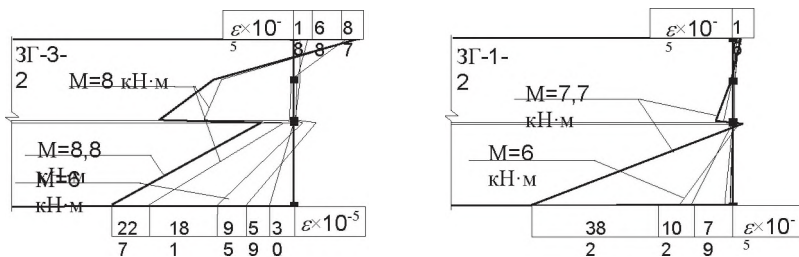
На несучу здатність дослідних зразків плит значний вплив мали тип анкерного засобу та профільованого настилу. Руйнування плит використованням анкерів першого, другого і третього типів відбувалося після досягнення крайніми фібрами профільованої арматури напружень, що відповідають межі плинності, унаслідок втрати стійкості верхньої полиці сталевго настилу. При цьому було помітне деяке підняття бетонного блоку на опорах. Руйнування плит із четвертим та п'ятим типами анкерів відбувалося внаслідок зминання сталі профільованої арматури в зоні закріплення анкерів. Випробування ще раз підтвердили надійність запропонованих листових анкерів. Експериментальні значення несучої здатності дослідних зразків плит наведено в таблиці 4.1.

У процесі аналізу результатів експерименту було розглянуто залежності поздовжніх і поперечних деформацій профільованого настилу в зоні закріплення анкерів від навантаження для зразків першої групи, які показали, що на початкових етапах завантаження деформації зростають пропорційно до навантаження, тобто бетон і листова арматура працюють повністю сумісно, а після відшарування сталевго настилу від бетону. В зразках із використанням першого, другого та третього типів анкерів спостерігалось більш інтенсивне зростання відносних деформацій, тобто анкери починали сприймати основну частину навантаження. У зразках із використанням четвертого та п'ятого типів анкерів цього не спостерігалось

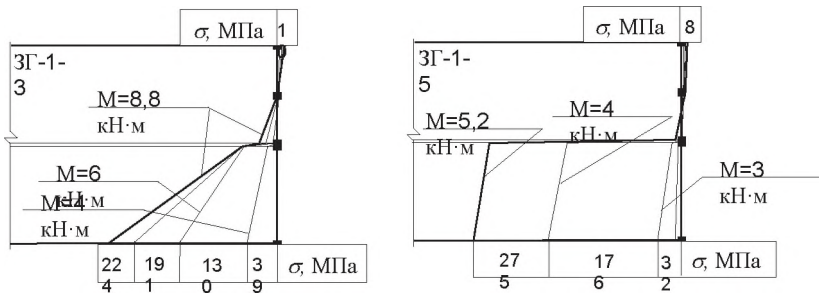
і навантаження сприймалося за рахунок виштампуваних рифів і сил тертя.

На рисунку 3 наведено графіки розподілу відносних деформацій по висоті середнього перерізу плит. Як видно з графіків, на початкових стадіях завантаження епюри мали форму трикутника, а з подальшим зростанням навантаження поступово викривлялися й наближалися до прямокутних. На всіх графіках видно значний перепад деформацій по шву між бетоном та профільованим настилом, який з'являється до відшарування профільованої листової арматури від бетону і засвідчує, що в подібних конструкціях не виконується гіпотеза «плоских перерізів», а робота елементів плит з листовою арматурою нагадує роботу складених стрижнів (рис. 4).

Як уже зазначалося, у процесі випробувань замірялися деформації зсуву торців. У зразках із застосуванням анкерів першого, другого та третього типів і настилу з рифами зсув бетонного блоку відносно сталевого листа в торцях плит відбувався раптово, уже після того, як відносні деформації крайніх фібр листової арматури досягали значень, що відповідають межі плинності сталі профільованого настилу, одночасно з втратою стійкості стисненої полиці профільованої арматури. У зразках із використанням анкерів четвертого та п'ятого типів при однакових інших параметрах початок зсуву було зареєстровано перед відшаруванням бетону від листової арматури при моменті, що складав 0,5 від руйнівного, а більш інтенсивне його зростання починалося в місці закріплення анкерів.

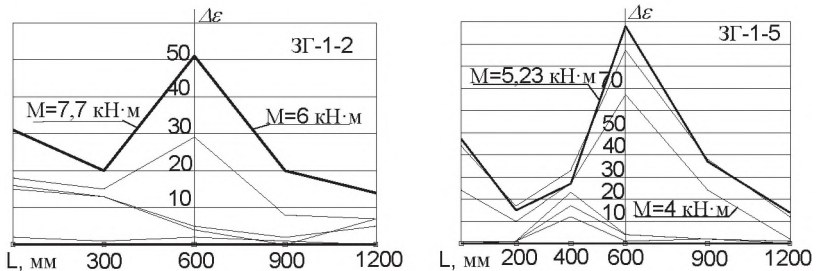


**Рисунок 3** – Розподіл відносних деформацій по висоті середнього перерізу зразків



**Рисунок 4** – Розподіл напружень по висоті середнього перерізу зразків

На рисунку 5 показано розподіл деформацій відносного зсуву бетону і листової арматури по довжині зразків. Як видно з графіків, розподіл цих деформацій відповідає теорії складених стрижнів.



**Рисунок 5** – Розподіл деформацій відносного зсуву між бетоном та профільованим настилом по довжині зразків

Проведені експериментальні дослідження дали змогу виявити основні конструктивні особливості плит із профільованою листовою арматурою: піддатливість по шву між бетоном та листовою арматурою, тобто невиконання гіпотези «плоских перерізів», і непридатність існуючих методів розрахунку для нетрадиційних анкерних засобів.

Залежності прогинів засвідчують, що на початкових етапах завантаження прогини розвивались пропорційно навантаженню.

У момент відшарування бетону від листової арматури у всіх випробуваних зразках спостерігався стрибок величини прогинів, після чого вони починали розвиватися більш інтенсивно.

Аналіз методики розрахунку плит із профільованою листовою арматурою на основі діючих нормативних документів дав змогу виявити її недоліки та сформулювати основні положення методики оцінки напружено-деформованого стану й розрахунку несучої здатності монолітних плит по сталевому профільованому настилу як складених стрижнів<sup>5</sup>.

Складений стрижень являє собою статично невизначену систему, яку краще обчислювати методом сил. У якості основної системи приймається стрижень без зв'язків зсуву, дія яких замінюється невідомими сумарними зусиллями зсуву  $T$ . Зусилля зсуву для елемента з двох стрижнів обчислюються за диференціальним рівнянням:

$$\frac{T''}{\varepsilon_a} = \gamma T + \Delta, \quad (1)$$

де  $\varepsilon_a$  – коефіцієнт жорсткості зв'язків зсуву;

$\gamma$  – приріст зсуву у шві від сумарного одиничного зусилля зсуву  $T$ ;

$\Delta$  – приріст зсуву у шві від дії зовнішнього навантаження.

Точне розв'язання диференціального рівняння (1) має вигляд не придатний для інженерних розрахунків. При малих прогинах сумарні зусилля зсуву з достатньою точністю можна визначати за формулою:

$$T = \frac{M_0}{v} \left( 1 - \frac{\Sigma EI}{E_b I_0} \right), \quad (2)$$

де  $M_0$  – момент від дії зовнішнього навантаження;

$v$  – відстань між центрами ваги залізобетонного блоку й листової арматури;

$\Sigma EI$  – сума жорсткостей окремих стрижнів, що входять у складений стрижень;

<sup>5</sup> Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: Автореф. ... дис. д-ра техн. наук. – Полтава, 2006. – 35 с.

$E_b$  – модуль пружності бетону;

$I_0$  – наведений момент інерції повного перерізу елементу.

Після знаходження основних невідомих  $T$  легко визначити нормальні напруження та деформації в будь-якій точці складеного стрижня:

$$\sigma = \frac{N_i}{A_i} \pm \frac{M_i y_i}{I_i}, \quad (3)$$

де  $M_i, N_i$  – зусилля, що виникають у стрижнях плит;

$A_i, I_i$  – площа і момент інерції поперечного перерізу стрижнів;

$y_i$  – відстань від центра ваги  $i$ -го стержня до точки, в якій визначаються напруження.

Необхідну площу розтягнутої стрижневої арматури за умови повного використання міцності профільованого настилу можна знаходити за формулою:

$$A_s = \frac{I_n}{x_s^2} \left( \frac{M^0 - T_v}{R_n W_n} - 1 \right) - \frac{I_b}{n x_s^2}, \quad (4)$$

де  $x_s$  – відстань від центру ваги стержневої арматури до центру ваги бетонного перерізу;

$I_n, W_n, I_b$  – геометричні характеристики сталевго настилу й бетону;

$R_n$  – розрахунковий опір сталі профільованого настилу;

$n$  – коефіцієнт приведення бетонного перерізу до сталевго.

Для перевірки несучої здатності плит пропонуються формули:

$$M^0 = M_e + M_n + T_v; \quad (5)$$

$$M^0 = (M_e + M_n) \frac{EI_0}{\Sigma EI}, \quad (6)$$

де  $M_e, M_n$  – несуча здатність залізобетонного блоку та профільованого настилу.

Прогини елементів плит із листовою профільованою арматурою як для складених стрижнів можна обчислювати з достатньою точністю за формулами існуючих нормативних документів при визначенні зсуву настилу відносно бетону за формулою:

$$\Delta = \eta_{am} T, \quad (7)$$

де  $\eta_{an}$  – коефіцієнт податливості анкера, що дорівнює величині зсуву від одиничного зусилля зсуву  $T$ .

Коефіцієнт  $\eta_{an}$  можна знаходити як на основі дослідів, так і спрощено, звичайними методами опору матеріалів. Виходячи із закону Гука при зсуві, можна записати:

$$\eta_{an} = \frac{T\nu}{GA_{an}} = \frac{\nu}{GA_{an}}, \quad (8)$$

де  $T$  – зусилля зсуву, що дорівнює 1 кН;

$\nu$  – відстань між центрами ваги перерізів стрижнів, що з'єднуються;

$G$  – модуль пружності при зсуві матеріалу анкера;

$A_{an}$  – площа перерізу анкера.

Розрахунок анкерних засобів виконується на дію зусилля зсуву  $T$  за умови забезпечення міцності вертикальних анкерів на:

– зріз:

$$T \leq k_1 k n_{an} A_{an} R_{sa}; \quad (9)$$

– місцеве зминання бетону під анкером за формулою:

$$T \leq 0,75 R_{b,loc} A_{loc}; \quad (10)$$

– місцеве зминання сталі в зоні закріплення анкерів за формулою:

$$T \leq R'_n A_{n,loc}; \quad (11)$$

де  $k_1$  – коефіцієнт, який при врахуванні сумісної роботи плити з балкою дорівнює 0,8 і без врахування – 1;

$k$  – емпіричний коефіцієнт;  $n_{an}$  – число вертикальних анкерів в одному гофрі на кінці настилу;

$A_{an}$  – площа перерізу одного вертикального анкера;

$R_{sa}$  – розрахунковий опір розтягненню анкера;

$R_{b,loc}$  – розрахунковий опір бетону зминанню;

$A_{loc}$  – площа зминання бетону під дією анкера;

$R'_n$  – розрахунковий опір зминанню сталевому настилу;

$A_{n,loc}$  – площа зминання сталі профільованого настилу під дією анкера.

Опір зсуву рифів, виштампуваних на СПН, чи їх частку в загальному опорі зсуву бажано визначати на основі проведення експериментальних досліджень окремо для елементів плит із різними геометричними розмірами, типом настилу, формою рифів і класом бетону за міцністю, як це рекомендують європейські норми. Для настилу з рифами, що використовувався для виготовлення зразків при виконанні цієї роботи (Н-60-845-0,8),  $T_{rif} = 52$  кН.

Теоретичні дані, отримані за наведеною вище методикою, показують значну схожість з експериментальними даними<sup>6</sup>.

Результати проведених експериментальних і теоретичних досліджень були використанні при дослідному проектуванні конструкцій монолітних плит по сталевому профільованому настилу з використанням запропонованих анкерних засобів.

У наш час на переважній більшості заводів ЗБВ використовується вібраційна технологія формування виробів із використанням вібраційних площадок різних типів, які до цього часу морально і технічно застаріли. Одним із можливих варіантів реконструкції цих підприємств є використання бетонозаповненої рухомої рами, що легко виготовляється в умовах заводу збірного залізобетону. Після бетонування і набору бетоном проектної міцності сталевий профільований лист виступає як робоча арматура, що включається в роботу завдяки системі анкерних засобів.

Запропоновані конструктивні рішення сталезалізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом, дали змогу отримати значний техніко-економічний ефект.

Існує значна галузь конструкцій цивільних і суспільних будівель, де раціонально застосовується монолітний залізобетон. Однією з нових конструктивних форм монолітних залізобетонних плит, що одержують усе більше розповсюдження у вітчизняній та закордонній практиці будівництва, є конструкція покриттів і перекриттів із використанням сталевих профільованих настилів. У цих конструкціях сталевий профільований настил виконує багато функцій:

---

6 Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 19940 – 1-1: 1992.

риштування при монтажі обладнання й допоміжного устаткування, опалубки при укладанні та твердінні бетонної суміші, що несе арматури після затвердіння бетону.

Армування монолітних плит може бути зовнішнім або змішаним. При змішаному армуванні використовується зовнішній профнастил і внутрішня арматура у вигляді стрижнів. У багатопрогонових плитах в опорних перерізах для сприйняття негативних моментів установлюють внутрішню арматуру, а в пролітних – зовнішню або змішану.

Повинен бути забезпечений зв'язок профільованого настилу з бетоном по довжині контакту. При будь-якій конструкції плити варто передбачити анкери на опорах, за допомогою яких профільований настил приварюється до прогону. Залежно від способу забезпечення зв'язку листової арматури з бетоном розрізняють такі конструктивні рішення сталезалізобетонних плит перекриття:

- видавлені при штампуванні по нахиленій поверхні ребер профільованого настилу рифи забезпечують зв'язок із бетоном по довжині прольоту; анкери у формі дубелів встановлюються тільки на опорах; внутрішня арматура передбачається над опорами багатопрогонових плит;
- профільований настил без вм'ятин або рифів, зв'язок із бетоном досягається приварюванням до настилу в прольотах поперечних арматурних стрижнів, а на опорах – улаштуванням гнучких або жорстких анкерів;
- улаштування анкерів тільки на опорах;
- склеювання сталевих листів з бетоном полімерними клеями, що наносяться на всю поверхню настилу перед укладанням бетону; на опорах встановлюються анкери і надопорна арматура.

У всіх випадках опорна арматура повинна бути заведена за межу опори не менше ніж  $1/4$  прольоту плити.

Товщину плит перекриття рекомендується призначати таким чином, щоб над верхньою полицею профільованого настилу висота бетону була не меншою 30 мм.

Під час дії на перекриття динамічних навантажень зв'язок профнастилу з бетоном забезпечується приварюванням до верхньої полиці настилу поперечних стержнів, зварних сіток.



Розрахунок конструкції у стадії виготовлення зводиться до розрахунку профільованого настилу як сталевого елемента, що згинається. Основними навантаженнями при цьому є: власна вага сталевих елементів, вага робітників з інструментом і підсобним матеріалом, вага свіжоукладеного бетону. Розрахунок виконується за несучою здатністю та деформативністю.

У стадії експлуатації конструкція розраховується як залізобетонна із зовнішньою профільованою арматурою, що працює як монолітний переріз. Розрахунок сталезалізобетонної плити повинен виконуватися за міцністю нормальних і нахилених перерізів, а також за міцністю зв'язку листової арматури з бетоном. Залежно від виду анкера (рис. 6) обчислення зусиль зсуву відбувається за формулами таблиці 2.

Сталезалізобетонна плита із зовнішньою профільованою арматурою в поперечному перерізі являє собою ребристу балкову конструкцію, розрахунок якої може бути зведений до забезпечення міцності одиничного ребра таврового перерізу. Розрахунок таврових перерізів залежить від положення нейтральної осі по висоті перерізу (рис. 4.7).

Якщо нейтральна вісь проходить у межах полиці перерізу (рис. 7,а), то висота стисненої зони бетону обчислюється за формулою:

$$x = \frac{R_{s,r} A_{s,r} + R_s A_s}{R_b b'_f} \leq \xi_R h_0. \quad (12)$$

Розрахунок виконується як для прямокутного перерізу з умови

$$M \leq R_b b'_f (h_0 - 0,5x). \quad (13)$$

Якщо межа стисненої зони проходить у ребрі (рис. 7, б), розрахунок виконується з умови

$$M \leq R_b b_r x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b_r) (h_0 - 0,5h'_f), \quad (14)$$

при цьому висота стисненої зони  $x$  визначається за формулою:

$$x = \frac{R_{s,r} \delta (b_1 + h) + R_s A_s - R_b (b'_f - b_2) h'_f}{R_{s,r} \delta + R_b b_2}. \quad (15)$$

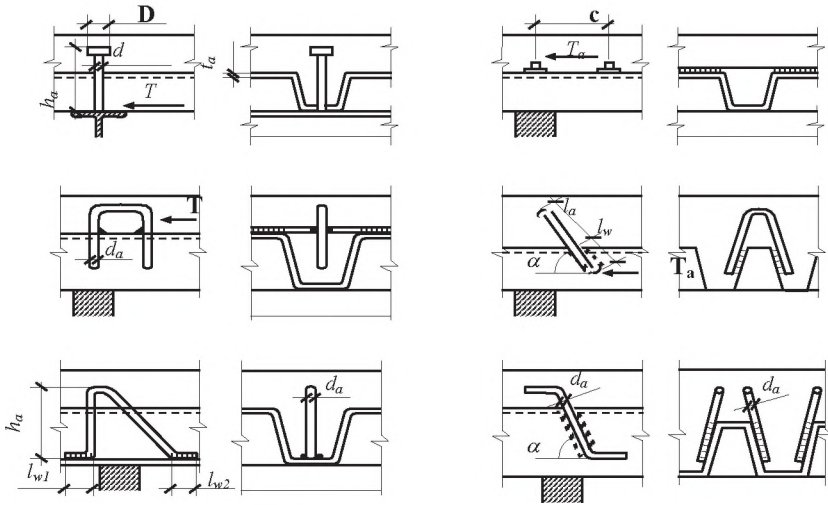


Рисунок 6 – Конструкції анкерів у сталезалізобетонних конструкціях по профільованому настилу

Таблиця 2 – Формули для визначення зусиль зсуву

Тип анкера	Розрахункове зусилля	Рекомендації з конструювання
1	2	3
I	При $d_a \leq 2,5\text{см}$ і $h_a / d_a \geq 4,2$ $T_a = 100d_a^2 \sqrt{R_b}$	$n = \frac{0,5(b - d_{st})}{d_{st}}$
	При $d_a \leq 2,5\text{см}$ і $h_a / d_a < 4,2$	$n < 3,5$
	При $T_a = 24h_a d_a \sqrt{R_b}$ $t_{pl} \leq 0,6d_a$ $T_a \leq n d_{st} t_l R_{sq}^l$	$d_{st} = d_a + 2h_{st}$
II	$T_a = 15d_a b R_{bt}$ – враховується несуча здатність обох стержнів	Рекомендується $c > d_a$

## Закінчення таблиці 2

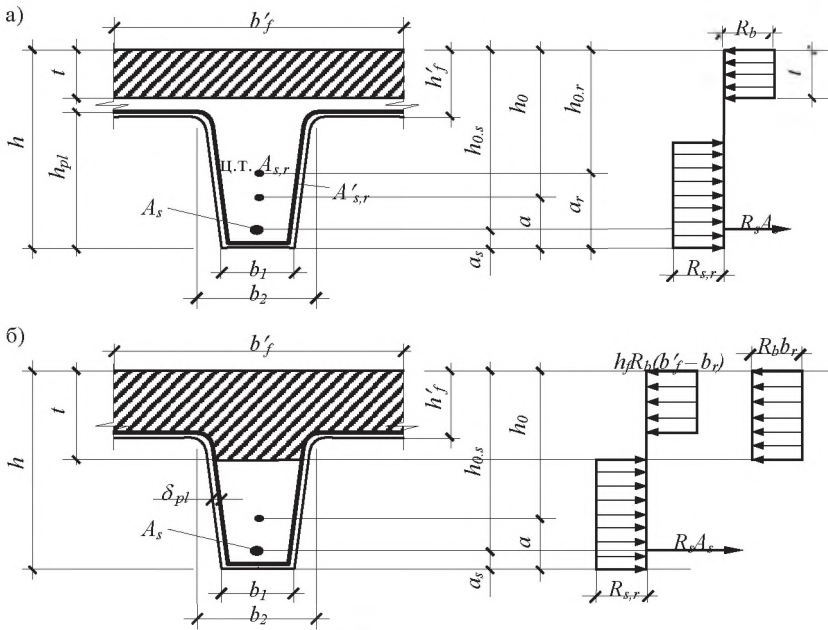
1	2	3
III	$T_a = 15d_a b R_{br} + R_y A_a$	$R_y$ – розрахунковий опір анкера зрізові. Рекомендується $d_a \leq 1,4 \text{ см}; d_n \leq 0,8 d_a;$ $A_a = \frac{\pi d_a^2}{4}; r > 2d_a$
IV	$7d_a < l_a < 25d_a; l \geq 12 \text{ см};$ $T \leq R_s A_s \cos(\alpha) + 100d_a^2 \sqrt{R_b} \sin(\alpha)$ $T \leq R_s A_s (\cos(\alpha) + 0.8 \sin(\alpha))$ При $l_a \leq 7d_a$ або $l_a < 12 \text{ см}$ $T = 100d_a^2 \sqrt{R_b} \cos(\alpha) + n R_s A_a \sin(\alpha)$	$n = \frac{l_a}{7d_a}$ $\alpha = 35^\circ - 40^\circ$ $A_a = \frac{\pi d_a^2}{4}$
V	$T_a = 0.31 n_0^3 \pi^2 d_a r R$	$R$ – кубикова міцність бетону $n_0 = h_0 / (10d_a)$ Рекомендується $l_1 2r$
VI	$T_a = R_s A_a \cos(\alpha)$	Рекомендується $d_a = 1,6 \text{ см};$ $\alpha = 35^\circ \div 45^\circ; A_a = \frac{\pi d_a^2}{4}$

Для цього випадку в розрахунок уводиться тільки частина площі поперечного перерізу листової арматури, розташованої в розтягнутій зоні.

При розрахунку за міцністю перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента, розрахунок на дію поперечної сили не виконується, якщо дотримується умова:

$$Q \leq 0,75 R_{br} b h_0, \quad (16)$$

де  $b = (b_1 + b_2) / 2$  – середня ширина ребра.



**Рисунок 7** – Таврові поперечні перерізи та їх розрахункові схеми: а) нейтральна лінія в межах полиці; б) нейтральна лінія в ребрі тавра

Розрахунок сталезалізобетонної плити (ребер) без поперечної армури повинний виконуватися за умови:

$$Q \leq \frac{1,5R_{bt}bh_0}{c}, \quad (17)$$

де  $c$  – довжина проекції нахиленого перерізу, що проходить через грань опори, на горизонтальну пряму, але не більш  $2h_0$ .

При розрахунках на міцність зв'язку анкерування листової армури з бетоном сумарне зусилля зсуву в анкерах у межах розглянутої ділянки довжини елемента, що згинається, можна визначити з рівняння:

$$T_i = N_{pl,(i+1)} - N_{pl,i}, \quad (18)$$

де  $N_{pl(i+1)}$  і  $N_{pl,i}$  – нормативні зусилля в листовій арматурі на межах розглянутої ділянки.

У тому випадку, якщо анкери розташовуються тільки за гранню опори, доцільно проектувати опорні анкери такими, щоб вони сприймали та передавали на бетон повне зусилля в листовій арматурі:

$$N_{pl} = R_{s,r} A_{s,r} \leq N_a . \quad (19)$$

Сумарне зусилля зсуву при сприйманні опорними анкерами по ширині плити становить:

$$N_a = n_a T_a , \quad (20)$$

де  $n_a$  – число анкерів за гранню опори на ділянці ширини плити;  
 $T_a$  – розрахункове зусилля зсуву, яке діє на один анкер (таблиця 2).

При влаштуванні анкерів у прольоті плити необхідна їх кількість визначається з рівняння

$$n_{need} = \frac{N_{pl} - N_a^{sup}}{T_a} . \quad (21)$$

У профільованих настилах, що мають на бічних поверхнях ребер ум'ятини та виступи (риффи) для підвищення зчеплення арматури з бетоном, сумарне зусилля зсуву в опорних анкерах становить:

$$N_a^{sup} = N_{pl} - N_a^{sp} . \quad (22)$$

Сумарне зусилля зсуву, котре сприймається всіма пролітними рифами на половині довжини і повній ширині плити, обчислюється за формулою:

$$N_a^{sp} = n_{st} \gamma_n R_{bt} A_b , \quad (23)$$

де  $n_{st}$  – загальне число рифів, розташованих на половині прольоту плити;

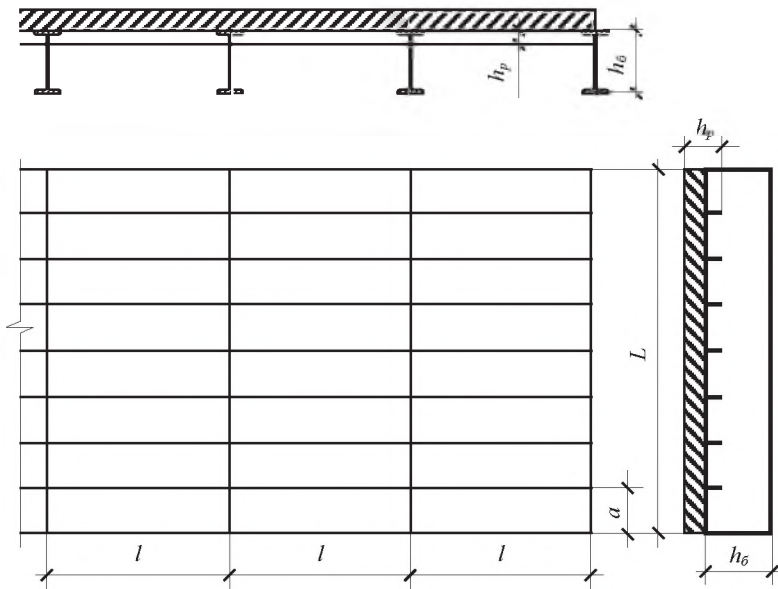
$\gamma_n = 0,6$  – коефіцієнт умов роботи;

$A_b$  – площа зрізу бетону в межах одного рифу.

## 2. Залізобетонні плити по ортотропних листах

Залізобетонні плити по ортотропних листах досліджені недостатньо. Ортотропна плита складається зі сталевого горизонтального листа, приварених до нього поздовжніх та поперечних ребер (балок) і бетонної плити, що укладається по сталевому листу й виконує функції баласту і захисту сталевого листа. Крім того, включення в роботу бетону підвищує несучу здатність настилу і поздовжніх ребер.

Відстань між ребрами (рис. 8) складає  $0,3 \div 0,6$  м, відстань між балками  $l$  – від 1,2 до 2,5 м при одностінних ребрах та до 4 м при ребрах замкнутої форми. Висота ребер звичайно дорівнює  $1/15 \div 1/20$  прольоту  $l$ , а балок –  $1/8 \div 1/12$  прольоту  $L$ . Рекомендується застосовувати ребра відкритого перерізу зі смуг, прокатних нерівнобоких кутників і зварених таврів.



**Рисунок 8** – Схема конструкції сталезалізобетонної ортотропної плити

Горизонтальний лист із набетонуванням та поздовжні ребра ортотропної плити включають до складу поясів головних балок і розраховують на місцеве навантаження й на зусилля, що виникають у них як у поясі головних балок. Робота цієї плити досить складна. Зусилля і деформації в елементах такої просторової системи з урахуванням нерівномірного розподілу напруг по ширині плити рекомендується визначати з використанням ЕОМ.

Анкери, які кріплять сталевий лист до бетону, підбирають з умови забезпечення міцності від зусиль зсуву за формулами таблиці 3.

Зусилля та деформації при роботі плити на вигин між головними балками вираховують, розчленовуючи ортотропну плиту на окремі стрижневі системи (поздовжні і поперечні ребра) і включаючи в сумісну роботу ділянку листа настилу з бетоном. При цьому поздовжні ребра з ділянкою листа настилу, однаковому по ширині із кроком поздовжніх ребер, розглядають як нерозрізні п'ятипролітні балки на жорстких або пружно податливих опорах. Момент  $M$  при цьому залежить від навантаження, розташованого безпосередньо над цим ребром. Крім того, враховується і згинальний момент  $M_{\text{sup}}$  в опорному перерізі поздовжнього ребра при вигині ортотропної плити між головними балками, визначений при завантаженні поверхні впливу навантаженням, що прикладається у вузлах перетину поздовжніх та поперечних ребер.

Ординати поверхні впливу для обчислення згинального моменту  $M$  в опорному перерізі поздовжнього ребра над «середнім» поперечним ребром слід визначати за формулою:

$$M_{1,i} = \frac{2}{L} \bar{M}_{1,i} \sin\left(\frac{\pi U}{L}\right), \quad (24)$$

де  $M_{1,i}$  – прийняті за таблицею 3 (із множенням на  $l$ ) ординати лінії впливу згинального моменту в опорному перерізі поздовжнього ребра над «середнім» поперечним ребром при розташуванні навантаження над  $i$ -м поперечним ребром;

$l$  – проліт поздовжнього ребра;

$L$  – проліт поперечного ребра;

$U$  – координата положення навантаження від початку поперечного ребра.

Параметр  $Z$ , який характеризує згинальну жорсткість ортотропної плити в таблиці 3, визначається за формулою:

$$Z = 0,0616 \frac{L^4}{l^3} \cdot \frac{J_{sl}}{dJ_s}, \quad (25)$$

де  $J_{sl}$  – момент інерції повного перерізу поздовжнього ребра;  
 $d$  – відстань між поздовжніми ребрами;  
 $J_s$  – момент інерції повного перерізу поперечного ребра.

Таблиця 3 – Ординати лінії впливу

№ поперечного ребра	Ординати лінії впливу $M_{1,i}/l$ при $Z_i$				
	0	0,1	0,2	0,5	1,0
1	0	0,0507	0,0801	0,1305	0,1757
2	0	-0,0281	-0,0400	-0,0516	-0,0521
3	0	0,0025	-0,0016	-0,0166	-0,0248
4	0	0,0003	0,0016	0,0015	0,0046
5	0	-0,0001	0	0,0014	0,0025
6	0	0	0	0,0001	0,0012

За визначеним значенням моменту виконується розрахунок балок ортотропної плити. При цьому спільність деформацій бетону і настилу вважається забезпеченою за рахунок анкерів, рифів або склеювання.

Монтажні стики поздовжніх ребер ортотропних плит слід розміщати в третині прольоту між поперечними ребрами і передбачати, як правило, фрикційними з виконанням отворів у заводських умовах.

Застосування монтажних стиків ортотропної плити з не привареними до листа настилу вставками поздовжніх ребер та обривом ребер у зоні монтажного стику блоків пролітної будівлі не допускається. Поздовжні ребра в місцях перерізів зі стінками поперечних балок не повинні перериватися.

Сталезалізобетонні перекриття по сталевих ортотропних плитах застосовуються під значні динамічні навантаження, як правило, у пролітних будівлях мостів. Для промислових і цивільних будівель

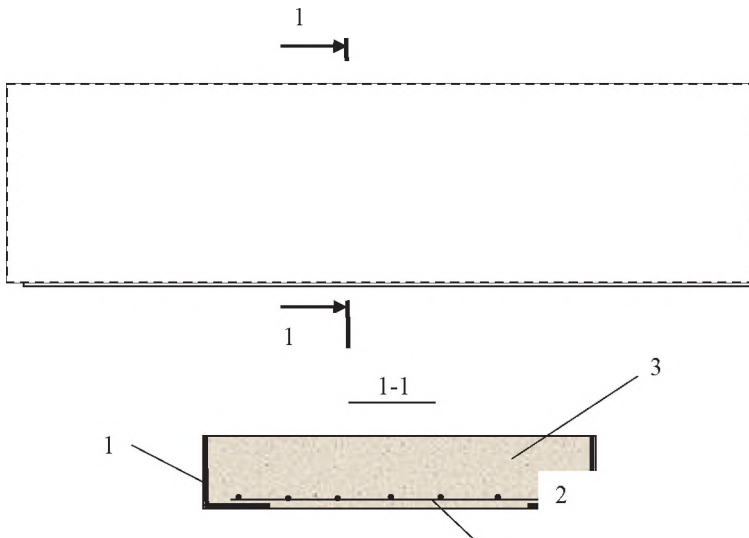


та споруджень застосування утруднюється через дуже великий обсяг зварних робіт при монтажі і виготовленні ортотропної плити.

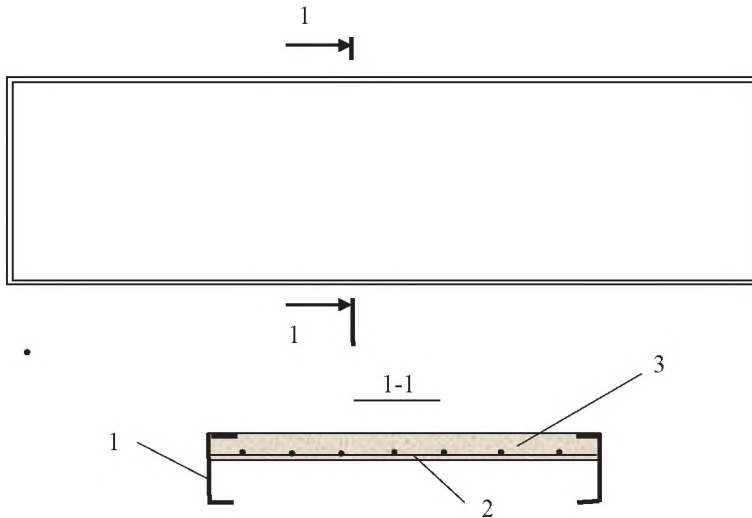
### 3. Залізобетонні плити зі сталевим обрамленням

Конструкції залізобетонних плит зі сталевим обрамленням та технологія їх виготовлення запропоновані авторами цієї роботи. Схема плити зі сталевим обрамленням наведена на рисунку 9.

Замість поздовжньої робочої арматури плита армована прокатними профілями – кутиками чи швелерами, які у свою чергу виконують функції незнімної опалубки. Плита виготовляється на рівній поверхні-майданчику, тому при її виготовленні опалубка не використовується взагалі. У випадку, коли плита повинна бути попередньо напруженою, зусилля від додаткових зусиль попередньо напруженої арматури може сприйматися каркасом із прокатних профілів.



**Рисунок 9** – Схема залізобетонної плити зі сталевим обрамленням:  
1 – сталевий кутик; 2 – арматурна сітка; 3 – бетон



**Рисунок 10** – Схема залізобетонної плити зі сталевим обрамленням за допомогою швелерів:

1 – сталевий швелер; 2 – арматурна сітка; 3 – бетон

При використанні для обрамлення кутиків висота плити дорівнює номеру профілю. Коли потрібен профіль більшого номера, ніж висота плити, то необхідно використовувати сталеві швелери або двотаври (рис. 10). Прокатний профіль у цьому випадку слугує боковою незнімною опалубкою, а для виключення використання опалубки при бетонуванні власне плити конструкцію необхідно бетонувати в перевернутому положенні на рівній поверхні.

Такі плити дуже легко виготовляти, при їх виготовленні не потрібні складні арматурні каркаси, попереднє напруження, складна сталеві інвентарна опалубка. Плити можна застосовувати при влаштуванні покриттів і перекриттів промислових і цивільних будівель.

## ВИСНОВКИ

Результатами роботи є отримані дані про роботу сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці. Проведені дослідження

дозволити виявити особливості поведінки сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці, розробити методи їх розрахунку. На основі проведених експериментальних і теоретичних досліджень зроблені наступні висновки.

1. На основі сучасного стану будівництва доведена доцільність використання сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці за умови, що вона одночасно виконує функції робочого армування.

2. Ефективними з точки зору роботи під навантаженнями виявилися згинальні залізобетонні конструкції в незнімній опалубці. Заслужують на увагу балки з листовим армуванням і балки з використанням прокатних профілів, які можуть будуватися в збірно-монолітному варіанті. Особливо ефективними є монолітні залізобетонні плити по профільному настилу.

3. Як показали результати експериментів, існуючі анкерні засоби забезпечують сумісну роботу бетону й сталі в сталезалізобетонних конструкціях в незнімній опалубці. Ураховуючи, що всі вони є досить не раціональними як з точки зору витрати сталі, так і праці при їх улаштуванні, раціональним слід вважати запропонований у цій роботі метод забезпечення сумісної роботи бетону й сталі за допомогою склеювання. Результати проведених експериментальних досліджень свідчать про надійність та перспективність цього методу.

4. Практика впровадження сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці в будівництво довела ефективність їхнього використання з метою зменшення терміну зведення будівель, мінімізації ваги каркасу, обсягу бетонних робіт при значній економії матеріалів та енергії.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Козарь В.І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Полтава, 1999. – 19 с.
2. Козарь В.І. Напружено-деформований стан залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу // Зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 1999. – Вип. 4. – С. 87–90.

3. Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: Автореф. ... дис. д-ра техн. наук. – Полтава, 2006. – 35 с.
4. Стороженко Л.І., та ін. Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, О.В. Сколибг / Будівельні конструкції. – К. : ДНДІБК, 2003. Вип. 59, кн. 2. – С. 31–38.
5. Стороженко Л.І., Лапенко О.І. Проектування й будівництво сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Київ, 2007. – Вип. 67. – С. 750–758.
6. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 19940 – 1-1: 1992.

## REFERENCES

1. Kozar V.I. Monolitni zalizobetonni pliti po stalevomu profil'ovanomu nastilu: Avtoref. Dis. ... kand. tekhn. nauk [Monolithic reinforced concrete slabs on steel profiled flooring: Abstract. Dis. ... cand. tech. Science.] – Poltava, 1999. – 19 p.
2. Kozar V.I. Napruzhenno-deformovaniy stan zalizobetonnih plit po stalevomu profil'ovanomu nastilu // Zb. nauk. pr. (galuzeve mashinobuduvannya, budivnictvo) / Poltavsk'ij derzhavniy tekhnichnij universitet im. YUriya Kondratyuka [Stress-strain state of reinforced concrete slabs on steel profiled flooring // Coll. Science. pr. (branch mechanical engineering, construction) / Poltava State Technical University. Yuri Kondratyuk.] – Poltava, 1999. Vip. 4. – Pp. 87–90.
3. Semko O.V. Nadijnist' stalezalizobetonnih konstrukcij: Avtoref. ... dis. d-ra tekhn. nauk. [Reliability of reinforced concrete structures: Abstract. ... dis. Dr. Tech. Science.] – Poltava, 2006. – 35 p.
4. Storozhenko L.I. , and others. Zginal'ni zalizobetonni elementi, armovani stalevimi listami / L.I.Storozhenko, O.V. Semko, O.V. Skolibog / Budiveln'i konstrukcii. [Bending reinforced concrete elements reinforced with steel sheets / L.I. Storozhenko, O.V. Semko, O.V. Skolybog / Building constructions.] – K. : DNDIBK, 2003. Issue 59, book 2. – P. 31–38.
5. Storozhenko L.I., Lapenko O.I. Proektuvannya j budivnictvo stalezalizobetonnih konstrukcij v neznimnij opalubci // Naukovo-tekhnichni problemi suchasnogo zalizobetonu [Design and construction of reinforced concrete structures in fixed formwork // Scientific and technical problems of modern reinforced concrete.] – Kyiv, 2007. – Issue 67. – P. 750–758.
6. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 19940 – 1-1: 1992.