

Галінська Т. А., к.т.н., доцент, Овсій Д. М., Овсій О. М. (Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Galinska@i.ua)

ПРОЄКТУВАННЯ РАЦІОНАЛЬНИХ ПЛИТНИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОНОЛІТНИХ І ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ

В статті наведено загальну методику розрахунку і проєктування раціональних (оптимальних) плитних елементів сталезалізобетонних (СЗБ) перекриттів з урахуванням граничного напружено-деформованого стану (НДС) їх компонентів в момент їх руйнування. Методика раціонального (оптимального) проєктування плитних СЗБ елементів перекриттів залежно від НДС в момент руйнування їх компонентів включає в себе вирішення двох задач: підбору перерізу плитного СЗБ елемента та його армування, яка є прямою задачею оптимізаційного проєктування; перевірки міцності на згин в розрахункових перерізах плитного СЗБ елемента. Авторами статті в результаті розрахунків були отримані значення коефіцієнтів оптимального армування поперечних перерізів плитних СЗБ елементів залежно від їх висоти, величин розрахункового прогону плити, міцнісних і деформаційних характеристик матеріалів та значень корисного навантаження. Запропоновані аналітичні залежності були порівнянні з результатами експериментальних досліджень плитних сталезалізобетонних елементів провідних науковців світу. Впровадження запропонованої методики в практику проєктування дозволить ефективно вирішувати плитні елементи балкових СЗБ перекриттів різних конструктивних типів і видів при будівництві, ремонті та реконструкції будівель і споруд.

Ключові слова: плитні елементи; міцність на згин; сталезалізобетон; перекриття; проєктування.

Плитні елементи є частинами балкових і безбалкових (гібридних збірно-монолітних чи чисто монолітних) сталезалізобетонних (СЗБ) перекриттів, які на сьогодні мають значну популярність при будівництві каркасних будівель і споруд в Німеччині, Кореї, Японії, Китаї та інших країнах світу. Наукові

розробки в галузі проєктування елементів сталезалізобетонних плит можна класифікувати за різними конструктивними перерізами одного типу, див. рис. 1. Окремим конструктивним рішенням поперечних перерізів плитних сталезалізобетонних конструкцій і елементів присвячені експериментальні та теоретичні дослідження вчених: Mafleh W. та Kovacs N. [1]; Mohamed S. Majdub, Shahrizan Baharom, Ahmed W. Al Zand, Azrul A. Mutalib та Emad Hosseinpour [2]; Duma D., Zaharia R., Pinteа D., Bothl. та Hanus F. [3]; Borghi T. M.; Oliveira L. A. M. та ElDebs A.L.H.C. [4]; Dai X., Lam D., Sheehan T., Yang J. та Zhou K. [5]; Furche J. та Bauermeister U. [6] та інші.

В роботі [7] Podgorski Christine був виконаний порівняльний аналіз об'ємно-конструктивних рішень балкових сталезалізобетонних перекриттів в багатопверхових будівлях з несучим каркасом, в яких перерізи плитних і балкових елементів проєктуються за трьома різними варіантами: I система перекриття з комбінованими балками (в два-три рівня по товщині перекриття): сталеві головні і другорядні балки із прокатних профілів та залізобетонної монолітної плити чи збірних прогонних залізобетонних елементів на рівні їх верхніх площин, що на сьогодні є найбільш поширена у сучасному проєктуванні багатопверхових будівель; II система збірно-монолітного перекриття (гібридна, в два-три рівня по товщині перекриття) з комбінованими балками і плитними збірними залізобетонними чи сталезалізобетонними елементами у вигляді нез'ємної касетної опалубки («lattice girder flat slab systems»); III система збірно-монолітного перекриття (гібридна, в один рівень по товщині перекриття) з комбінованими балками і плитними збірними залізобетонними чи сталезалізобетонними елементами, висота яких проєктується в рівень товщини «тонкого» перекриття («slim-floor systems»). В результаті порівняльного аналізу було встановлено [7], що гібридна система збірно-монолітного сталезалізобетонного «тонкого» перекриття («slim-floor systems») є найменш матеріалоємною, а об'ємно-конструктивне рішення будівлі – найбільш раціональне (рентабельне) за мінімальними витратами на її зведення.

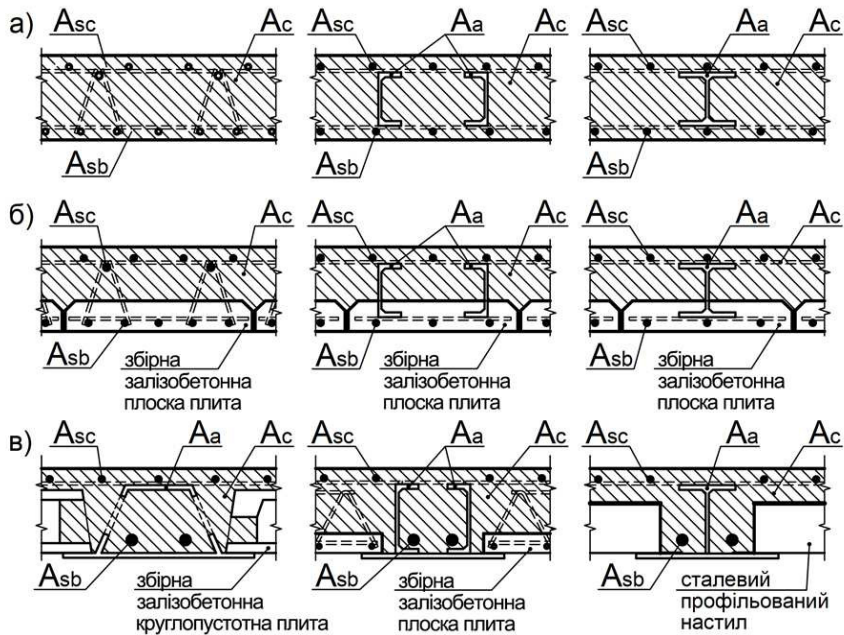


Рис. 1. Варіанти поперечних перерізів плитних елементів ЗБ і СЗБ перекриттів:

- а) – монолітних залізобетонних та сталезалізобетонних; б) – збірно-монолітних залізобетонних та сталезалізобетонних із елементів нез'ємної касетної опалубки («lattice girder flat slab systems»); в) – гібридних «тонких» збірно-монолітних сталезалізобетонних із балковими елементами в рівень їх товщини («slim-floor systems»)

Норми проектування різних типів плитних елементів балкових сталезалізобетонних перекриттів, які зараз застосовуються у вітчизняних стандартах [8–11] та стандартах провідних країн світу [12–16], не мають загальної концепції та методичного підходу до розрахунку їх міцності на згин. Внаслідок цього при їх розрахунку вони не завжди повністю прирівнюють залежність своєї несучої здатності до напружено-деформованого стану в момент руйнування (граничного стану), що призводить до переармування окремих їх ділянок, тобто до неповного використання міцності їх конструктивної металевої складової.

Метою роботи є розробка методики проектування раціональних (оптимальних) плитних елементів монолітних і збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд та порівняння запропонованих аналітичних залежностей з результатами

експериментальних досліджень плитних сталезалізобетонних елементів провідних науковців світу.

Значний обсяг досліджень вчених світу присвячено проєктуванню раціональних будівельних конструкцій за рівними оптимізаційними методами. Вчені Linfeng Mei і Qian Wang в результаті вивчення 196 публікацій провели в статті [17] всебічний аналіз існуючих методів оптимізації конструкцій у будівництві, їх загальних і просторових тенденцій, самого процесу оптимізації різними методами, в результаті якого запропоновані узагальненні рекомендації щодо поточних та перспективних напрямів подальших досліджень. Так, автори роботи [17] виділили основні чотири категорії оптимізації будівельних конструкцій:

- розмірна оптимізація, яка визначає межі зміни площі перерізу конструкцій або конструктивних елементів при проєктуванні;
- оптимізація форми: тобто під час проєктування конфігурація конструкції оптимізується шляхом зміни її вузлових координат;
- оптимізація топології: при проєктуванні оптимальної структури необхідно покращити з'єднання її вузлів, щоб видалити непотрібні (надлишкові) елементи;
- багатоцільова оптимізація, яка одночасно включає розмір, форму та топологію, також відома як оптимізація макета: вона враховує дві або більше вищевказаних цілей одночасно під час проєктування для кращих результатів оптимізації.

Проєктування рентабельних плитних СЗБ елементів перекриттів мінімальними витратами досягається шляхом реалізації оптимальних методів їх розрахунку. Суть цих методів полягає у визначенні раціонального (оптимального) перерізу СЗБ елементів та мінімального перерізу їх армування (площі перетину арматурних стержнів та конструктивних сталевих елементів, їх ваги) при визначених (заданих) розмірах їх перетину, типів матеріалів (їх характеристик) з урахуванням проєктних обмежень, таких як проєктування конструкції з урахуванням виду навантажень, що діють на неї, та формування (типізація) випадку її граничного напружено-деформованого стану залежно від визначених граничних критеріїв руйнування її компонентів.

Оскільки кінцеві результати оптимізації залежать від декількох величин, обмежень і факторів, які також нерозривно пов'язані між собою, то вирішення (отримання, обчислення напряму) оптимальних перемінних при проєктуванні плитних СЗБ елементів є неможливим

по суті, тобто інженерна задача є нелінійною, яка потребує розробки кількох методів і підходів, що повинні бути специфічними (індивідуальними) для вищевикладеної проблеми проєктування. На сьогодні за допомогою звичайних методів розрахунку нелінійна задача оптимального проєктування плитних СЗБ елементів може вирішуватися наближено за допомогою поетапної ітерації з допущеннями і обмеженнями декількох факторів і величин.

Тому для розробки методики проєктування раціональних (оптимальних) плитних елементів монолітних і збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд був застосований метаевристичний підхід, що базується на системному підході з використанням методів, в основу яких входять ітераційні алгоритми. Такий підхід дозволив вирішити задачу оптимального проєктування армування плитних СЗБ елементів, яка є складною через вищезазначені проєктні обмеження.

Основи методики оптимального проєктування плитних СЗБ елементів перекриттів. Методика оптимального (раціонального) проєктування плитних СЗБ елементів перекриттів залежно від напружено-деформованого стану в момент руйнування їх елементів включає вирішення двох задач: вибір поперечного перерізу плитного СЗБ елемента та його армування, що є прямою задачею оптимізаційного проєктування; перевірка міцності на згин в розрахункових перерізах плитного СЗБ елемента.

Основні критерії і передумови, на яких базується методика оптимального проєктування конструкції або елемента СЗБ плити перекриття.

Для вирішення задачі вибору поперечного перерізу плитного СЗБ елемента та його оптимального армування, а також задачі перевірки його міцності на вигин були прийняті наступні **критерії, які описують його граничний стан** в момент втрати міцності:

- для рішення задачі вибору оптимального перерізу арматурних стрижнів A_s і перерізу сталевго елемента A_a , які використовуються для армування розрахункового перерізу плитного СЗБ елемента, був прийнятий критерій залежності граничних деформацій між крайніми волокнами стисненої зони бетону і елементами армування (арматурними стержнями та конструктивним стальним прокатним чи складеним (звареним) профілем):

$$A(\epsilon_{cu}; \epsilon_{sy}) + A(\epsilon_{cu}; \epsilon_{ay}) = A_s + A_a = \min, \quad (1)$$

де $A_s = A_{sb} + A_{sc}$ – сумарна площа оптимального перерізу арматурних стержнів, яка складається з площі стрижнів, розташованих відповідно в розтягнутій і стиснутій частинах розрахункового перерізу СЗБ елемента; $A_a = 2 \times A_f + A_w$ – оптимальна площа поперечного перерізу сталевго конструктивного елемента у вигляді двотавру, яка складається із суми площ його полиць і ребра; ϵ_{cu} – граничні відносні деформації стиску в крайньому верхньому волокні стисненої зони бетону розрахункового перерізу СЗБ елемента, які приймаються рівними $\epsilon_{cu} = 0,0035$ (при $f_{cd} = 8 \dots 60$ МПа) або відповідно до вимог норм [8–11]; ϵ_{su} – граничні відносні деформації розтягу в арматурних стержнях, якими армується розрахунковий переріз плитного СЗБ елемента, значення яких приймаються рівними $\epsilon_{cu} \leq 0,005$ або згідно з вимогами норм [8–11] залежно від їх класу; ϵ_{au} – граничні відносні деформації розтягу в нижньому розтягнутому волокні сталевго конструктивного двотаврового профілю, що використовується для зміцнення розрахункового перетину плитного СЗБ елемента, значення якого приймається $\epsilon_{cu} \leq 0,005$ або за даними норм [8–11] залежно від класу сталі;

– для рішення задачі з перевірки міцності на вигин плитного СЗБ елемента були прийняті наступні критерії граничного напружено-деформованого стану його розрахункового перерізу:

$$M(\epsilon_{cu}; \epsilon_s \geq \epsilon_{su}; \epsilon_a \geq \epsilon_{au}) = \max; M(\epsilon_{cu}; \epsilon_s \geq \epsilon_{su}; \epsilon_a < \epsilon_{au}) = \max; M(\epsilon_{cu}; \epsilon_s < \epsilon_{su}; \epsilon_a < \epsilon_{au}) = \max, \quad (2)$$

де M – максимальне значення згинального моменту, який може сприймати розрахунковий переріз СЗБ елемента; ϵ_a – відносні деформації в нижньому волокні розтягнутої зони сталевго конструктивного елемента.

Для розробки загальної методики оптимального (раціонального) проєктування плитної сталебетонної конструкції або елемента були прийняті наступні **передумови**:

- в поперечному перерізі плитних СЗБ конструкцій сталевий профіль має жорсткі вертикальні, похилі або горизонтальні зв'язки з бетоном, які забезпечують їх сумісну деформативність на граничній стадії їх руйнування;
- у момент руйнування переріз плитної СЗБ конструкції або елемента може мати три випадки граничного напруженого стану міцності на згин залежно від значень граничних деформацій матеріалів його компонентів, а саме:

випадок а – пластична стадія, коли $M_{plRb}(\epsilon_{cu}, \epsilon_a > \epsilon_{au}) = \max$;

- випадок b – гранична межа між пластичною та пружно-пластичною стадіями, коли $M_{Rb}(\epsilon_{cu}, \epsilon_a = \epsilon_{au}) = \max$;
- випадок c – пружно-пластична стадія, коли $M_{Rb}(\epsilon_{cu}, \epsilon_a < \epsilon_{au}) = \max$;
- міцність зусилля бетону на стиск (N_c) у поперечному перерізі плитної СЗБ конструкції або елемента визначають як для залізобетону з урахуванням відсотка його армування згідно з науковими пропозиціями Д. Кочкарьова та Т. Галінської, які наведені у праці [18];
- аналіз поперечних перерізів плитних СЗБ конструкцій (див. рис. 1) показав, що більшість їх поперечних перерізів можна узагальнити до еквівалентного перерізу, приведеного сталезалізобетонного відносно вертикальної осі: плитного прямокутної форми (див. рис. 2, а) або плитного таврової форми (див. рис. 2, б);

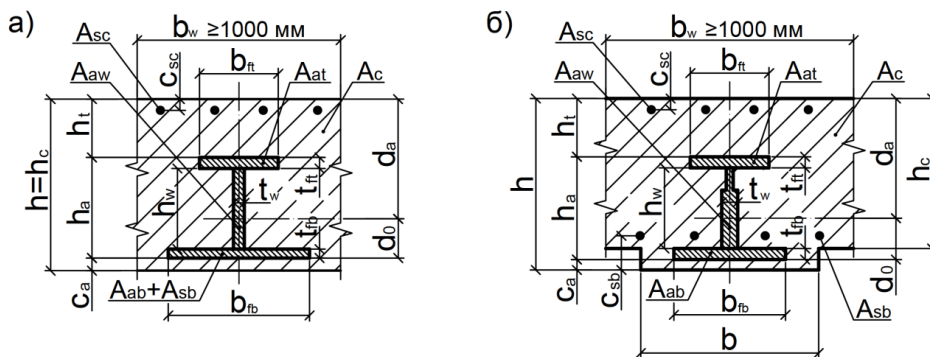


Рис. 2. Еквівалентний розрахунковий переріз плитної СЗБ конструкції відносно вертикальної осі: а – прямокутної форми; б – таврової форми

- залежно від положення нейтральної лінії та характеру руйнування при визначенні міцності на вигин були узагальнені основні граничні випадки напружено-деформованого стану поперечного перерізу плитних СЗБ конструкцій (див. рис. 3).

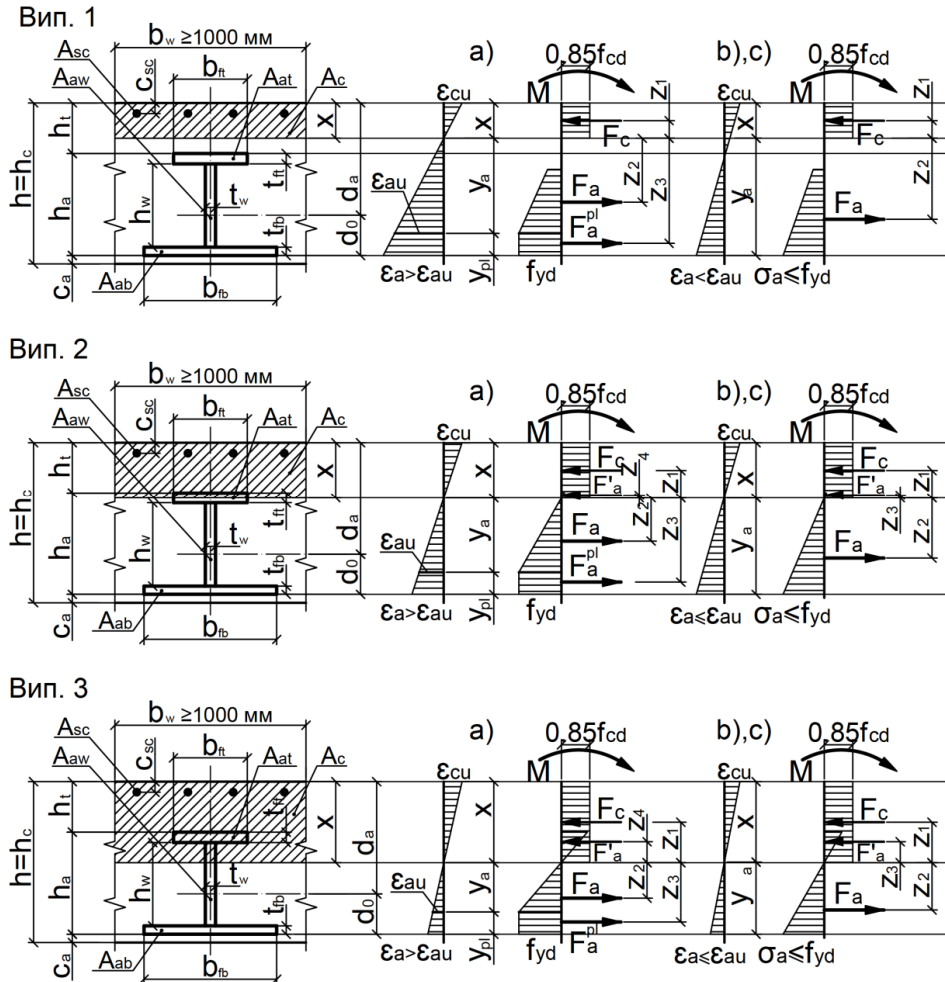


Рис. 3. Випадки граничних станів еквівалентного перерізу плитної сталезалізобетонної конструкції при визначенні її міцності на вигин: випадок 1 – нейтральна лінія перерізу розташована вище стального конструктивного І-профілю; випадок 2 – нейтральна лінія перерізу розташована на рівні товщини верхньої полиці стального конструктивного І-профілю і перетинає її; випадок 3 – нейтральна лінія перерізу розташована на рівні ребра стального конструктивного І-профілю і перетинає його

Послідовність розрахунку та проєктування оптимального (раціонального) армування в розрахунковому перерізі плитних СЗБ конструкцій і елементів (пряма задача оптимізаційного проєктування).

Підбір перерізу плитного СЗБ елемента і його оптимальне

армування виконуємо в наступній послідовності:

– перевірка виконання умови:

$$M_{RC,\min} < M \leq M_{RC,b}; \quad (3)$$

де M – момент в розрахунковому перерізі СЗБ елемента плити від дії зовнішнього навантаження; $M_{RC,b}$ – значення моменту рівноваги, який сприймає розрахунковий переріз плитного залізобетонного (ЗБ) елемента; $M_{RC,\min}$ – мінімальне значення граничного моменту, який сприймає розрахунковий переріз плитного залізобетонного (ЗБ) елемента:

$$M_{RC,\min} = \alpha\beta k_z f_{cd} b_w x_{c,\min} (h - 0,5\alpha x_{c,\min}); \quad (4)$$

$$M_{RC,b} = \alpha\beta k_z f_{cd} b_w x_{c,b} (h - 0,5\alpha x_{c,b}); \quad (5)$$

де α – параметр еквівалентного блоку напружень, що визначає глибину блоку напружень, значення якого визначаються за нормами; β – параметр блоку еквівалентних напружень, що визначає середнє напруження, значення якого визначаються за нормами; b_w – ширина поперечного перерізу плитного СЗБ елемента; h – висота поперечного перерізу плитного СЗБ елемента, значення котрої попередньо береться з таблиці 1 залежно від значення сумарного розрахункового навантаження на перекриття ($g_{k,i} + q_{k,i}$ [кН/м²]); x_c – стиснута зона бетону в розрахунковому перерізі плитного СЗБ елемента:

$$x_{C,\min} = \frac{A_{s,\min} f_{sd}}{\alpha\beta k_z f_{cd} b_w} \geq \frac{200 b_w d_s}{f_{sd}}; \quad (6)$$

$$A_{s,\min} = 3 b_w d_s \sqrt{f_{cd}} / f_{sd}; \quad (7)$$

$$d_s = h - c_s; \quad (8)$$

$$x_{C,b} = \frac{A_{s,b} f_{sd}}{\alpha\beta k_z f_{cd} b_w} = \frac{h}{k_z} \left(\frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right); \quad (9)$$

$$A_{s,b} = \alpha\beta \frac{k_z f_{cd}}{f_{sd}} \left(\frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right) b_w h, \quad (10)$$

де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; f_{sd} – розрахункове значення межі текучості арматурної сталі; d_s – відстань від розтягнутої сталевий арматури до крайнього волокна композитної плити; c_s – товщина бетонного захисного покриття; k_z – коефіцієнт, що враховує вплив відсотка армування (ϖ) поперечного перерізу плитного СЗБ елемента на міцність бетону на стиск у його стиснутій зоні, значення якого визначається за залежностями:

$$\rho_{s,\min} = \frac{A_{s,\min}}{b_w d_s} = 3 \frac{\sqrt{f_{cd}}}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}; \quad (11)$$

$$\rho_{b0} = \alpha \beta \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \left(\frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right); \quad (12)$$

$$\rho = \rho_t + \rho_c = \frac{A_{st} + A_{sc}}{b_w h}, \quad (13)$$

де $\rho_{s,\min}$ – мінімальний коефіцієнт армування перерізу плити арматурними стержнями при $\varepsilon_s \geq 0,005$ (ε_s – деформації в крайньому розтягнутому волокні арматури); ρ_{b0} – коефіцієнт армування перерізу плити, при якому руйнування плитного елемента відбудеться з повним вичерпанням міцності матеріалів (врівноважене руйнування при $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ (ε_y – деформація арматури в крайньому волокні в межі текучості)); ρ_c – коефіцієнт армування в стиснутій зоні перерізу плити ($\rho_c = A_{sc} / (b_w h)$); ρ_t – коефіцієнт армування в розтягнутій зоні перерізу плити ($\rho_{s,\min} < \rho_t \leq \rho_{b0}$); ε_{cu} – граничне значення деформацій бетону, тобто значення ε_c (ε_c – деформації бетону на крайньому волокні) при максимальному значенні згинального моменту; E_c – модуль пружності бетону; ϖ – механічний коефіцієнт армування:

при $\rho_t = \rho_{s,\min}$:

$$\varpi = \rho_{s,\min} f_{sd} / f_{cd} = 3 \frac{\sqrt{f_{cd}}}{f_{cd}} \geq \frac{200}{f_{cd}}; \quad (14)$$

при $\rho_t = \rho_b$:

$$\varpi = \rho_{b0} f_{sd} / f_{cd} = \alpha \beta \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}}. \quad (15)$$

Залежність $k_z = f(\varpi)$ для згинальних елементів прямокутного перерізу з одинарним та симетричним армуванням наведена в таблиці 2.

Для визначення значень моменту $M_{RC,b}$, який сприймає розрахунковий переріз плитного залізобетонного елемента, була запропонована залежність $M_{RC,b} / (bh^2)$, яка була визначена для плитних ЗБ елементів різних класів бетону та арматурної сталі. Результати розрахунку значень залежності $M_{RC,b} / (bh^2)$ залізобетонного елемента залежно від класу бетону та класів арматурної сталі А240С ($f_s = 240$ МПа) і А400С ($f_s = 400$ МПа) наведені в

таблиці 3.

При виконанні умови нерівності (3) плитна конструкція чи елемент перекриття проєктується як плитний залізобетонний елемент.

При $M > M_{RC,min}$ конструкція плити проєктується як сталезалізобетонний плитний елемент у наступній послідовності:

– визначення значення згинального моменту (ΔM), який повинен сприйматися сталевим профілем, котрим армований плитний сталезалізобетонний елемент:

$$\Delta M = M - M_{RC,min}; \quad (16)$$

– визначення необхідного моменту інерції ($I_{a,red}$) та моменту опору ($W_{a,red}$) сталевого профілю, яким армується сталезалізобетонний плитний елемент:

$$I_{a,red} = \frac{\Delta M}{k_z E_c \varepsilon_{cu}} \frac{h}{2}; \quad W_{a,red} = \frac{\Delta M}{k_z E_c \varepsilon_{cu}}; \quad (17)$$

– визначення оптимальної висоти ($h_{a,opt}$) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, який використовується для армування плитного сталезалізобетонного елемента:

$$h_{a,opt} = 1,1 \sqrt[3]{220 W_{a,red}} - 15 \leq h - 2c_a; \quad (18)$$

– визначення значення оптимальної площі ($A_{a,opt}$) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, який використовується для армування плитного СЗБ елемента:

$$A_{a,opt} = 3 W_{a,red} / h_{a,opt}; \quad (19)$$

– визначення значення висоти та товщини ребра еквівалентного сталевого двотаврового профілю (h_w , t_w), котрим армується плитний СЗБ елемент:

$$h_w = h_{a,opt} / 1,1; \quad (20)$$

Таблиця 1

Товщина плити h суцільного поперечного перерізу залежно від величини повного навантаження

| Проліт плити L , [м] | Товщина плити h [мм] суцільного поперечного перерізу в залежності від величини повного навантаження $g_{k,i} + q_{k,i}$ [кН/м ²] ¹⁾ | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|-----|---------|-----|---------|-----|---------|---------|-----|---------|---------|------|---------|------|--|
| | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 5,0 | 7,5 | 10,0 | 15,0 | 20,0 | 25,0 | |
| 3,0 | 120/140 | | | | | | | | | | 140/160 | | 160/180 | | |
| 4,0 | 140/160 | | | | | | | | | | 160/180 | | 180/200 | | |
| 5,0 ²⁾ | 180/200 | | | | | | | | | | 200/220 | | 220/240 | | |
| 6,0 ^{2,3)} | 220/240 | | | | | | | | | | 240/260 | | | | |
| 7,5 ^{2,3)} | 240/260 | | | | | | | 260/280 | | | 280/300 | | 300/320 | | |
| 10,0 ^{2,3)} | 260/280 | | | | | | | 280/300 | | | 300/320 | | 340/360 | | |
| 12,5 ^{2,3)} | 260/280 | | 300/320 | | 340/360 | | 380/400 | | | 420/460 | | | | | |
| <p>1) У випадках проектування однопролітних плитних елементів, товщина плити h повинна бути збільшена приблизно на 15%.</p> <p>2) При спиранні вертикальних перегородок на перекриття необхідно взяти додаткових заходів, а саме: використовувати більш стійкі до тріщин перегородки; збільшити висоту плити на 15–20%.</p> <p>3) При проектуванні прольотів $L \geq 6,0$ м необхідно використовувати плити з круглими або овальними наскрізними пустотами для зменшення їх власної ваги.</p> | | | | | | | | | | | | | | | |

Таблиця 2

Залежність $k_z=f(\varpi)$ для згинальних елементів прямокутного перерізу з одинарним та симетричним армуванням [18]

| коефіцієнт механічного армування, ϖ | параметр k_z (одиночне армування), при $\rho=\rho_t$ | параметр k_z (симетричне армування), при $\rho=\rho_t+\rho_c=2\rho_t$ |
|--|--|---|
| 0,00 | 0,000 | 0,000 |
| 0,10 | 0,586 | 0,292 |
| 0,15 | 0,828 | 0,429 |
| 0,20 | 1,071 | 0,565 |
| 0,25 | 1,299 | 0,700 |
| 0,30 | 1,511 | 0,834 |
| 0,35 | 1,706 | 0,967 |
| 0,40 | 1,885 | 1,100 |
| 0,45 | 2,028 | 1,232 |
| 0,50 | 2,070 | 1,360 |
| 0,60 | 2,140 | 1,630 |
| 0,70 | 2,195 | 1,888 |
| 1,00 | 2,310 | 2,660 |
| 2,00 | 2,476 | 4,850 |
| 3,00 | 2,542 | 6,671 |
| Значення коефіцієнта ϖ при $\rho_t < \rho < 2\rho_t$, коли $\rho = \rho_t + \rho_c$, визначається інтерполяцією | | |

Таблиця 3

Величини залежності $M_{RC,b}/(bh^2)$ для залізобетонного плитного елемента залежно від класу бетону та класів арматурної сталі A240С ($f_s=240$ МПа) і А400С ($f_s=400$ МПа)

| Клас міцності бетону | Розрахункова міцність на стиск, f_{cd} , МПа | Гранична деформація бетону, ϵ_{cu} | Коефіцієнт поправки на висоту зони стисненої зони, α | Коефіцієнт поправки на ефективну міцність, β | $\frac{M_{RC,b}}{bh^2}$, МПа | |
|----------------------|--|---|---|--|-------------------------------|---------------|
| | | | | | $f_s=240$ МПа | $f_s=400$ МПа |
| C12/15 | 8,00 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 1,607 | 1,132 |
| C16/20 | 10,00 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 2,078 | 1,473 |
| C20/25 | 13,33 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 2,849 | 2,032 |
| C25/30 | 16,67 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 3,667 | 2,631 |
| C30/37 | 20,00 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 4,510 | 3,252 |
| C35/40 | 23,33 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 5,374 | 3,894 |
| C40/50 | 26,67 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 6,257 | 4,552 |
| C45/55 | 30,00 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 7,155 | 5,226 |
| C50/60 | 33,33 | 0,0035 | 0,800 | 1,000 | 8,068 | 5,914 |
| C55/67 | 36,67 | 0,0031 | 0,788 | 0,975 | 8,093 | 5,854 |
| C60/75 | 40,00 | 0,0029 | 0,775 | 0,950 | 8,275 | 5,948 |
| C70/85 | 46,67 | 0,0027 | 0,750 | 0,900 | 8,734 | 6,245 |
| C80/95 | 53,33 | 0,0026 | 0,725 | 0,850 | 9,144 | 6,528 |
| C90/105 | 60,00 | 0,0026 | 0,700 | 0,800 | 9,573 | 6,850 |

$$t_w = \frac{Q_{\max}}{0,56 f_a h_{a,opt}}; \quad (21)$$

$$t_w \geq \frac{h_{a,opt}}{160 \sqrt{210 / f_a}}; \quad (22)$$

де Q_{\max} – найбільше значення поперечної сили, що діє в перерізі по довжині елемента; f_a – розрахункове значення межі текучості конструкційної сталі еквівалентного сталевого двотаврового профілю.

Товщина стінки двотаврового профілю (t_w) повинна бути більшою на величину, визначену за формулами (21), (22).

Визначення моменту інерції поясів (I_f) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, яким армовано плитний СЗБ елемент та площу їх поперечного перерізу (A_f):

$$I_f = \frac{h_{a,opt} W_{red}}{2} - \frac{b_w h_w^3}{12}; \quad (23)$$

$$A_f = \frac{W_{red}}{h_{a,opt}} - \frac{b_w h_w^3}{6 h_{a,opt}}. \quad (24)$$

Ширину полиці верхнього (b_{ft}) і нижнього (b_{fb}) поясів еквівалентного сталевого двотаврового профілю визначають за залежностями:

$$b_{ft} = h_{a,opt} / 5; \quad b_{fb} = h_{a,opt} / 3. \quad (25)$$

Товщина полиці верхнього (t_{ft}) і нижнього (t_{fb}) поясів еквівалентного сталевого двотаврового профілю визначається за формулою:

$$t_{ft} = t_{fb} = 4 A_f / h_{a,opt}. \quad (26)$$

Перевірка виконання умови нерівності та корегування (за необхідності) оптимальних розмірів еквівалентного сталевого двотаврового профілю (h_w , t_w , b_{fb} , t_{fb} , b_{ft} , t_{ft}):

$$b_{ft} t_{ft} + h_w b_w + b_{fb} t_{fb} \geq A_{a,opt}. \quad (27)$$

На підставі отриманих оптимальних розмірів еквівалентного сталевого двотаврового профілю (h_w , t_w , b_{fb} , t_{fb} , b_{ft} , t_{ft}) та значень площ поперечного перерізу арматури A_{sb} , A_{sc} виконуємо проєктування поперечного перерізу плитного СЗБ елемента при значеннях

товщини захисного шару бетону $c_a=20...50$ мм і $c_s=20...50$ мм.

Послідовність розрахунку перевірки міцності на згин плитних СЗБ конструкцій і елементів (друга задача методики оптимального (раціонального) проєктування).

При розрахунку міцності на вигин плитних СЗБ конструкцій визначається значення граничного моменту $M_{SRC,b}$ і порівнюється із зовнішнім моментом M від дії навантаження:

$$M_{SRC,b} \geq M. \quad (28)$$

Для перевірки міцності плитних СЗБ елементів приймаємо значення міцнісних характеристик їх складових і розміри їх поперечного перерізу, які попередньо визначаємо за описаною вище методикою: f_{cd} ; f_{yd} ; f_{sd} ; b_w ; h ; h_a ; b_{ft} ; t_{ft} ; b_{fb} ; t_{fb} ; $h_w=h_a-t_{ft}-t_{fb}$; A_{sc} ; A_{sb} ; $A_a=t_{ft}b_{ft}+h_w t_w+t_{fb}b_{fb}$; $A_c=b_w h$.

При граничному напружено-деформованому стані в поперечному перерізі плитних СЗБ конструкцій, що відповідає випадку 1а, див. рис. 3.

Далі визначається положення нейтральної горизонтальної осі в розрахунковому перерізі плитного елемента згідно з умовою (29):

$$0,85 f_{cd} b_w h_t + f_{sd} A_{sc} \geq f_{yd} A_a + f_{sd} A_{sb}. \quad (29)$$

Якщо виконується умова (29), то нейтральна горизонтальна вісь у перерізі плитного СЗБ елемента розташована над перерізом сталевого еквівалентного двотаврового профілю, котрим армований плитний елемент (див. випадок 1а, рис. 3), і справджується умова:

$$x \leq h_t, \quad (30)$$

де h_t – відстань між верхньою гранню сталевого еквівалентного двотаврового профілю та крайнім стислим волокном композитної плити:

$$h_t = h - h_a - c_a. \quad (31)$$

Потім за формулою (32) визначається висота зони стиснення бетону:

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}. \quad (32)$$

За формулою (33) визначається міцність на згин $M_{SRC,b}$ плитного СЗБ елемента:

$$M_{SRC,b} = A_a f_{yd} (d_a - x/2) + A_{sb} f_{sd} (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} f_{sc} (x/2 - c_{sc}), \quad (33)$$

де d_a – відстань між центром мас сталевого еквівалентного перерізу та верхньою поверхнею плитного елемента.

$$d_a = h - d_0 - c_a = h_t + h_a - d_0, \quad (34)$$

де d_0 – відстань між центром мас сталевого еквівалентного перерізу та його нижньою гранню.

При граничному напружено-деформованому стані в розрахунковому перерізі плитного СЗБ елемента, що відповідає випадку 2а, див. рис. 3.

Якщо умова (29) не виконується, необхідно перевірити умову (35):

$$0,85 f_{cd} b_w (h_t + t_{ft}) + f_{sd} A_{sc} + 2 f_{yd} b_{ft} t_{ft} \geq f_{yd} A_a + f_{sd} A_{sb}. \quad (35)$$

Якщо виконується умова (35), то нейтральна горизонтальна вісь елемента знаходиться у верхній полиці сталевого двотаврового профілю (див. випадок 2а, рис. 3) в межах:

$$h_t < x \leq h_t + t_{ft}, \quad (36)$$

де t_{ft} – товщина верхньої полки сталевого еквівалентного двотаврового профілю.

За формулою (37) визначаємо висоту (x) стиснутої зони бетону в розрахунковому перерізі плитного СЗБ елемента:

$$x = h_t + \frac{A_a f_{yd} + A_{sb} f_{sd} - A_{sc} f_{sd} - 0,85 f_{cd} b_w h_t}{0,85 f_{cd} b_w + 2 f_{yd} b_{ft}}. \quad (37)$$

Визначаємо міцність на згин ($M_{SRC,b}$) плитної СЗБ конструкції за залежністю (38):

$$M_{SRC,b} = A_a f_{yd} (d_a - x/2) + A_{sb} f_{sd} \times (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} f_{sc} \times (x/2 - c_{sc}) - f_{yd} b_{ft} h_t \times (h_t + t_{ft} - x). \quad (38)$$

При граничному напружено-деформованому стані в розрахунковому перерізі плитних СЗБ конструкцій, що відповідає випадку 3а, див. рис. 3.

Якщо умова (35) не виконується, то нейтральна горизонтальна вісь елемента перетинає ребро сталевого еквівалентного двотаврового профілю (див. випадок 3а, рис. 3) і виконується умова:

$$h_t + t_{ft} < x. \quad (39)$$

Тоді висота стисненої зони бетону (x) в розрахунковому перерізі плитного СЗБ елемента визначається за залежністю (40):

$$x = \frac{A_a f_{yd} + A_{sb} f_{sd} - A_{sc} f_{sd} - 2 f_{yd} [h_t t_w + t_{ft} (t_w - b_{ft}) \times t_w]}{0,85 f_{cd} b_w + 2 f_{yd} t_w} \quad (40)$$

Міцність на вигин ($M_{SRC,b}$) у розрахунковому перетині плитного СЗБ елемента визначається за формулою (41):

$$M_{SRC,b} = f_{cd} b_w \frac{x^2}{2} + A_{sc} f_{sc} (x - c_{sc}) + A_{sb} f_{sd} (h - c_{sb} - x) + f_{yd} \left[b_{ft} t_{ft} (h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2} ((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right] \quad (41)$$

Значення граничного моменту ($M_{SRC,b}$), отримане за однією із формул (33), (38), (41), порівнюється зі значенням моменту (M) від дії зовнішнього навантаження, згідно умови нерівності (28).

Використовуючи описану вище методику проєктування раціональних плитних СЗБ елементів, авторами статті були визначені значення оптимального коефіцієнта армування ρ_a (%) еквівалентного сталевого двотаврового профілю ($\rho_a = A_{a,opt} / (b_w h)$) для плитних СЗБ елементів шириною $b_w = 1$ м залежно від значень прольоту, класу бетону, класу поздовжньої арматури та рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ (кН/м²), яке діє на плитний елемент.

Наприклад, результати розрахунку коефіцієнта армування сталевого двотаврового профілю ρ_a (%) плитних СЗБ елементів шириною $b_w = 1$ м для бетону класу міцності С16/20 ($f_{cd} = 10,0$ МПа), арматури класу А400С ($f_{sd} = 347,8$ МПа) при значеннях коефіцієнтів армування $\rho_i = \rho_{b0} = 0,50\%$, $\rho_c = 0\%$ залежно від величини навантаження ($q_{k,i}$, кН/м²) наведені в таблиці 4.

Коефіцієнт армування сталевого двотаврового профілю ρ_a плитних СЗБ елементів для бетону класу міцності С16/20 ($f_{cd}=10,0$ МПа), арматури класу А400С ($f_{sd}=347,8$ МПа) при $\rho_t=\rho_{b0}=0,50\%$, $\rho_c=0\%$

| Slab span L , [m] | Коефіцієнт армування сталевого профілю ρ_a , % плитних СЗБ елементів суцільного перерізу ^{1,2} залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м ²] | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 5,0 | 7,5 | 10,0 | 15,0 | 20,0 | 25,0 |
| 3,0 | 2,21 | 2,46 | 2,71 | 2,94 | 3,15 | 3,36 | 3,56 | 3,75 | 3,94 | 4,80 | 4,71 | 5,90 | 6,02 | 6,87 |
| 4,0 | 3,13 | 3,42 | 3,69 | 3,95 | 4,20 | 4,44 | 4,67 | 4,89 | 5,11 | 6,13 | 6,18 | 7,63 | 7,93 | 9,01 |
| 5,0 | 3,65 | 3,92 | 4,18 | 4,43 | 4,67 | 4,90 | 5,13 | 5,35 | 5,57 | 6,59 | 6,80 | 8,32 | 8,82 | 9,98 |
| 6,0 | 4,21 | 4,47 | 4,72 | 4,96 | 5,20 | 5,43 | 5,65 | 5,87 | 6,09 | 7,10 | 7,43 | 8,99 | 10,42 | 11,74 |
| 7,5 | 5,62 | 5,92 | 6,21 | 6,49 | 6,77 | 7,04 | 6,87 | 7,11 | 7,34 | 8,44 | 8,89 | 10,63 | 11,49 | 12,88 |
| 10,0 | 8,16 | 8,54 | 8,91 | 9,27 | 9,62 | 9,97 | 9,80 | 10,11 | 10,41 | 11,25 | 12,50 | 13,34 | 15,21 | 16,97 |
| 12,5 | 11,12 | 11,62 | 11,17 | 11,57 | 11,09 | 11,42 | 10,95 | 11,23 | 11,51 | 12,85 | 13,10 | 15,23 | 17,20 | 19,06 |

1. Ширина плити (b_w) прийнята рівною 1,0 м, висота плити (h) прийнята згідно з табл. 1.
2. Розрахунки виконувалися з урахуванням власної ваги плити ($\gamma = 25$ кН/м³)

Таблиця 5

Результати порівняння теоретичних і експериментальних величин міцності на згин в розрахункових перерізах плитних сталезалізобетонних елементів, які були випробувані науковцями V. Kvočák [19], A. Hauf [20] і J. Fries [21]

| № | Праця науковця | Марка зразка | M^{test} , кНм | $M_{\gamma=1,0}^{calc}$, кНм | $\frac{M^{test}}{M_{\gamma=1,0}^{calc}}$ | $M_{\gamma>1,0}^{calc}$, кНм | $\frac{M^{test}}{M_{\gamma>1,0}^{calc}}$ |
|----|----------------|--------------|------------------|-------------------------------|--|-------------------------------|--|
| 1 | V. Kvočák[19] | SPC-1 | 127,40 | 135,67 | 0,94 | 110,53 | 1,15 |
| 2 | | SPC-2 | 123,50 | 135,67 | 0,91 | 110,53 | 1,12 |
| 3 | | SPC-3 | 123,50 | 135,67 | 0,91 | 110,53 | 1,12 |
| 4 | | SPH-1 | 115,80 | 120,26 | 0,96 | 111,09 | 1,04 |
| 5 | | SPH-2 | 115,80 | 120,26 | 0,96 | 111,09 | 1,04 |
| 6 | | SPH-3 | 119,50 | 120,26 | 0,99 | 111,09 | 1,08 |
| 7 | | PPH-1 | 119,50 | 120,95 | 0,99 | 111,54 | 1,07 |
| 8 | | PPH-2 | 123,40 | 120,95 | 1,02 | 111,54 | 1,11 |
| 9 | | PPH-3 | 123,40 | 120,95 | 1,02 | 111,54 | 1,11 |
| 10 | A. Hauf [20] | VT 1 | 508,75 | 406,52 | 1,25 | 338,08 | 1,50 |
| 11 | | VT 2 | 838,75 | 715,56 | 1,17 | 576,19 | 1,46 |
| 12 | | VT 3 | 719,40 | 425,42 | 1,69 | 363,79 | 1,98 |
| 13 | | VT 4 | 688,78 | 430,89 | 1,60 | 371,25 | 1,86 |
| 14 | J.Fries [21] | VT 1 | 670,22 | 766,61 | 0,87 | 673,93 | 0,99 |
| 15 | | VT 2 | 763,28 | 742,33 | 1,03 | 639,44 | 1,19 |
| 16 | | VT 3 | 843,18 | 739,09 | 1,14 | 635,05 | 1,33 |
| | | | | $\bar{X} =$ | 1,092 | | 1,259 |
| | | | | $\sigma_{n-1} =$ | 0,057 | | 0,087 |
| | | | | $V =$ | 5,2 | | 6,9 |

Порівняння теоретичних і експериментальних величин міцності на вигин в розрахункових перерізах плитних сталезалізобетонних елементів перекриттів. Для аналізу теоретичних результатів досліджень міцності на згин плитних СЗБ елементів були використані результати експериментальних досліджень несучої здатності плитних суцільних сталезалізобетонних елементів-зразків, що були раніше проведені науковцями V. Kvočák [19], A. Hauf [20] і J. Fries [21]. Результати порівняння теоретичних і експериментальних величин міцності на вигин при значеннях коефіцієнтів надійності $\gamma_m=1,0$ та $\gamma_m>1,0$ в розрахунковому перерізі плитних сталезалізобетонних елементів (вигинальних моментів $M_{\gamma=1,0}^{calc}$, кНм та $M_{\gamma>1,0}^{calc}$, кНм) зведено в таблицю 5.

Зіставлення дослідних та теоретичних значень міцності 16-ти зразків сталезалізобетонних плитних елементів, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами, призводить до наступних статистичних показників: $\bar{X} = 1,092$; $\sigma_{n-1} = 0,057$; $\nu = 5,2\%$ при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки $\gamma_m=1,0$ та $\bar{X} = 1,259$; $\sigma_{n-1} = 0,087$; $\nu = 6,9\%$ при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки $\gamma_m>1,0$. Отримані результати аналізу зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень дозволили стверджувати, що запропонована авторами методика розрахунку міцності сталезалізобетонних плитних елементів може бути використана у практиці проектування раціональних сталезалізобетонних конструкцій перекриття при будівництві, ремонті та реконструкції будівель і споруд.

1. Mafleh W. and Kovacs N. Numerical analysis of composites limfloor beams. *Pollack Periodica*. 2022. № 17 (2022) 2. P. 81–85. DOI: 10.1556/606.2022.00396.
2. Mohamed S. Majdub; Shahrizan Baharom; Ahmed W. AlZand; Azrul A. Mutalib and Emad Hosseinpour. Innovation of Shear Connectors in Slim Floor Beam Construction. *Journal of Engineering*. 2022. Vol. 2022. ArticleID 2971811, 26 pages. URL: <https://doi.org/10.1155/2022/2971811> (дата звернення: 20.05.2023).
3. Duma D.; Zaharia R.; Pintea D.; Both I.; Hanus F. Analytical Method for the Bending Resistance of Slim Floor Beams with Asymmetric Double-TS teel Section under ISO Fire. *Appl. Sci*. 2022. № 12. 574. URL: <https://doi.org/10.3390/app12020574> (дата звернення: 20.05.2023).
4. Borghi T. M.; Oliveira L. A. M. and ElDebs A.L.H.C. Numerical investigation on limfloors: comparative analysis of ASB and CoSF Btypologies.

Rev. *IBRACON Estrut. Mater.* 2021. Vol. 14. No. 4. e14411. URL: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000400011> (дата звернення: 20.05.2023). **5.** Dai X.; Lam D.; Sheehan T.; Yang J. and Zhou K. Effect of dowels hear connector on per for mance of slim-floorcomposite she ar beams. *Journal of Constructional Steel Research.* 2020. 173. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106243> ISSN 0143-974X. **6.** Furche J.; Bauermeister U. Ermüdungsnachweis für Elementdeckenmit Gitterträgern. *Beton- und Stahlbetonbaum.* 2020. Vol. 115 (1). P. 26–35. URL: <https://doi.org/10.1002/best.201900056> (дата звернення: 20.05.2023). **7.** Podgorski Christine. Nachhaltige Bürogebäude in Stahl- und Stahlverbundbau weise. Dissertation der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) ander Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden zur Erlangung. 2018. Dresden, 2018. P. 243. **8.** ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : наказ Мінрегіонбуду України від 15.11.2010 р. № 447 та від 30.12.2010 р. № 571. [Чинні від 2011-09-01]. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 61 с. **9.** ДСТУ БВ.2.6-206:2015. Розрахунок і конструювання згинальних і стиснутих елементів сталезалізобетонних конструкцій будівель та споруд : наказ Мінрегіону України від 06.07.2015 р. № 156. [Чинний від 2016-04-01]. К. : Мінрегіон України, 2015. 89 с. **10.** ДСТУ БВ.2.6-215:2016. Розрахунок і конструювання сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам : наказ Мінрегіону України від 24.06.2016 р. № 181. [Чинний від 2017-04-01]. К. : Мінрегіон України, 2016. 71 с. **11.** ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010. Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT) : наказ Мінрегіонбуду України від 25.11.2010 р. № 150. [Чинний від 2013-07-01]. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2010. 164 с. **12.** Comité Européende Normalisation (CEN), (2004b) “Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings”, European Standard BS EN 1994-1-1: 1994. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 118 pp. **13.** American Institute of Steel Construction. *Specifications for structural steel buildings, AISC.* 2010. 360-10, Chicago, IL. **14.** Architectural Institute of Korea Korea Building Code (KBC 2014) and Commentary. 2014. Kimoondang, Korea. **15.** JGJ 138-2016. Code for Design of Composite Structures. *China building industry press.* 2016. Beijing, China. **16.** Japan Society of Civil Engineers. Standard specifications for steel and composite. Tokyo, Japan, 2009. **17.** Mei L.; Wang Q. Structural Optimization in Civil Engineering: A Literature Review. *Buildings.* 2021. № 11. P. 66. URL: <https://doi.org/10.3390/buildings11020066> (дата звернення: 20.05.2023). **18.** Kochkarev D., Galinska T. Calculation methodology of reinforced concrete lements based on calculated resist an ceofrein for cedconcrete. *MATEC Web of Conferences.* 2017. 116, 02020. Pp. 1–9. DOI:10.1051/ matecconf/201711602020. **19.** Kvočák V., Karmazinová M.,

Kožlejšová V. Verification of the Behaviour of Deck Bridges with Encased Filler Beams. In: *International Journal of Systems Applications, Engineering and Development*. 2012. Vol. 6, No. 1. Pp. 163–170. **20.** Hauf G. Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung: Dissertation einer Doktors der Ingenieurwissenschaften / Gunter Hauf-Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart. 2010. 210 p. URL: https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/358/1/2010_08_06_Diss_Hauf_Arbeit.pdf (дата звернення: 20.05.2023). **21.** Fries J. Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen. Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf: Dissertation einer Doktors der Ingenieurwissenschaften / Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart. 2001. 162 p. URL: <https://d-nb.info/963753258/34> (дата звернення: 20.05.2023).

REFERENCES:

1. Mafleh W. and Kovacs N. Numerical analysis of composites limfloor beams. *Pollack Periodica*. 2022. № 17 (2022) 2. P. 81–85. DOI: 10.1556/606.2022.00396. **2.** Mohamed S. Majdub; Shahrizan Baharom; Ahmed W. AlZand; Azrul A. Mutalib and Emad Hosseinpour. Innovation of Shear Connectors in Slim Floor Beam Construction. *Journal of Engineering*. 2022. Vol. 2022. ArticleID 2971811, 26 pages. URL: <https://doi.org/10.1155/2022/2971811> (data zvernennia: 20.05.2023). **3.** Duma D.; Zaharia R.; Pintea D.; Both I.; Hanus F. Analytical Method for the Bending Resistance of Slim Floor Beams with Asymmetric Double-TS teel Section under ISO Fire. *Appl. Sci*. 2022. № 12. 574. URL: <https://doi.org/10.3390/app12020574> (data zvernennia: 20.05.2023). **4.** Borghi T. M.; Oliveira L. A. M. and ElDebs A.L.H.C. Numerical investigations of limfloors: comparative analysis of ASB and CoSF Btypologies. *Rev. IBRACON Estrut. Mater*. 2021. Vol. 14. No. 4. e14411. URL: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000400011> (data zvernennia: 20.05.2023). **5.** Dai X.; Lam D.; Sheehan T.; Yang J. and Zhou K. Effect of dowels hear connector on performance of slim-floor composite shear beams. *Journal of Constructional Steel Research*. 2020. 173. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106243> ISSN 0143-974X. **6.** Furche J.; Bauermeister U. Ermüdungsnachweis für Elementdecken mit Gitterträgern. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2020. Vol. 115 (1). P. 26–35. URL: <https://doi.org/10.1002/best.201900056> (data zvernennia: 20.05.2023). **7.** Podgorski Christine. Nachhaltige Bürogebäude in Stahl- und Stahlverbundbauweise. Dissertation der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden zur Erlangung. 2018. Dresden, 2018. P. 243. **8.** DBN V.2.6-160:2010. Konstruktsii budynkiv i sporud. Stalezalizobetonni konstruktsii.

Osnovni polozhennia : nakaz Minrehionbudu Ukrainy vid 15.11.2010 r. № 447 ta vid 30.12.2010 r. № 571. [Chynni z 01.09.2011 r.]. K. : Minrehionbud Ukrainy, 2011. 61 s. **9.** DSTU BV.2.6-206:2015. Rozrakhunok i konstruiuvannia zghynalnykh i stysnutykh elementiv stalezalizobetonnykh konstruksii budivel ta sporud : nakaz Minrehionu Ukrainy vid 06.07.2015 r. № 156. [Chynnyi vid 2016-04-01]. K. : Minrehion Ukrainy, 2015. 89 s. **10.** DSTU BV.2.6-215:2016. Rozrakhunok i konstruiuvannia stalezalizobetonnykh konstruksii z plytamy po profilovanyh nastylam : nakaz Minrehionu Ukrainy vid 24.06.2016 r. № 181. [Chynnyi vid 2017-04-01]. K. : Minrehion Ukrainy, 2016. 71 s. **11.** DSTU-N B EN 1994-1-1: 2010. Yevrokod 4. Proektuvannia stalezalizobetonnykh konstruksii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud (EN 1994-1-1:2004, IDT) : nakaz Minrehionbudu Ukrainy vid 25.11.2010 r. № 150. [Chynnyi vid 2013-07-01]. K. : DP «UkrNDNTs», 2010. 164 s. **12.** Comité Européende Normalisation (CEN), (2004b) “Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings”, European Standard BS EN 1994-1-1:1994. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 118 pp. **13.** American Institute of Steel Construction. *Specifications for structural steel buildings*, AISC. 2010. 360-10, Chicago, IL. **14.** Architectural Institute of Korea Korea Building Code (KBC 2014) and Commentary. 2014. Kimoondang, Korea. **15.** JGJ 138-2016. Code for Design of Composite Structures. *China building industry press*. 2016. Beijing, China. **16.** Japan Society of Civil Engineers. Standard specifications for steel and composite. Tokyo, Japan, 2009. **17.** Mei L.; Wang Q. Structural Optimization in Civil Engineering: A Literature Review. *Buildings*. 2021. № 11. P. 66. URL: <https://doi.org/10.3390/buildings11020066> (data zvernennia: 20.05.2023). **18.** Kochkarev D., Galinska T. Calculation methodology of reinforced concrete elements based on calculated resist an ceofrein for cedconcrete. *MATEC Webof Conferences*. 2017. 116, 02020. Pp. 1–9. DOI:10.1051/matecconf/201711602020. **19.** Kvočák V., Karmazinová M., Kožlejová V. Verification of the Behaviour of Deck Bridges with Encased Filler Beams. In: *International Journal of Systems Applications, Engineering and Development*. 2012. Vol. 6, No. 1. Pp. 163–170. **20.** Hauf G. Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung: Dissertation einer Doktors der Ingenieurwissenschaften / Gunter Hauf-Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart. 2010. 210 p. URL: https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/358/1/2010_08_06_Diss_Hauf_Arbeit.pdf (data zvernennia: 20.05.2023). **21.** Fries J. Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen. Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf: Dissertation einer Doktors der Ingenieurwissenschaften / Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart. 2001. 162 p. URL: <https://d-nb.info/963753258/34> (data zvernennia: 20.05.2023).

Halinska T. A., Candidate of Engineering (Ph.D.), Associate Professor,
Ovsii D. M., Ovsii O. M. (National University «Yuri Kondratyuk Poltava
Polytechnic», Poltava)

DESIGN OF RATIONAL SLAB ELEMENTS OF MONOLITHIC AND PREFABRICATED-MONOLITHIC STEEL-REINFORCED CONCRETE FLOORS

Steel-reinforced concrete (SRC) plate structures and elements of various combined cross-sections are both separate (prefabricated) main load-bearing elements of floors of frameless buildings and structures, and parts of beam and beamless (hybrid prefabricated monolithic or exceptionally monolithic) overlappings of frame buildings and structures. Constructive solutions of slab steel-reinforced concrete structures and elements are widely used today in the construction of floors with spans $L=3...12$ m and more. Hybrid steel-reinforced-concrete plate structures and elements have gained considerable popularity during the construction of floors in Germany, Japan, Korea and China.

The article provides a general methodology for calculating and designing rational (optimal) plate elements of steel-reinforced-concrete (SRC) floors, taking into account the ultimate stress-strain state of their components at the moment of their destruction. The method of rational (optimal) design of slab SRC elements of floors depending on stress-strain state at the time of destruction of their component parts includes solving two tasks: the task of choosing the cross-section of the SRC slab element and its reinforcement, which is a direct task of optimization design; the task of checking the bending strength in the calculated cross-sections of the element SRC slab. As a result of the calculations, the authors of the article obtained the values of the optimal reinforcement coefficients of the cross-sections of the slab SRC elements depending on their height, the values of the calculated span of the slab, the strength and deformation characteristics of the materials, and the values of the useful load. The proposed analytical dependencies were compared with the results of experimental studies of steel-reinforced-concrete slab elements by

the world's leading scientists. The implementation of the proposed methodology in the design practice will allow to effectively solve slab elements of beam SRC floors of various structural types and types during the construction, repair and reconstruction of buildings and structures.

***Keywords:* slab elements; flexural strength; steel-reinforced concrete; floors; design.**
