

# Моделювання сумісної роботи сталевих балкових конструкцій із залізобетонними ребристими плитами перекриття

Євген Дмитренко

Національний університет біоресурсів і природокористування України  
15, вул. Героїв Оборони, Київ, Україна, 03041  
zdmnitrenko26@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9737-943X>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.44-57

**Анотація.** Традиційні методи розрахунку балкових конструкцій перекриттів і покриттів промислових будівель передбачають розгляд їх при розрахунку окремо від конструкцій каркасу, зокрема, залізобетонних плит, не враховуючи їх спільну роботу, що призводить до значного запасу міцності конструкцій. На сьогоднішній день в Україні існує значна кількість промислових будівель та споруд, які потребують підсилення та реконструкції. У зв'язку з цим особливого значення набувають дослідження дійсної несучої здатності каркасів одноповерхових і багатоповерхових промислових будівель, причому, як при реконструкції, так і при новому будівництві, результати яких дозволять значно зменшити витрати та більш раціонально проектувати конструкції. При цьому одним з найбільш актуальних напрямів є дослідження сумісної роботи металевих несучих конструкцій із збірними залізобетонними конструкціями жорстких дисків покриттів та перекриттів при їх розрахунку. Тим більш, що у вітчизняних нормах проектування, як і у навчально-методичній літературі розрахункові методики урахування сумісної роботи таких конструкцій висвітлені недостатньо повно.

Метою даної роботи є оцінка зниження металоемності металевих балкової конструкції при її розрахунку на згин, з урахуванням спільної роботи з жорстким диском перекриття зі збірного залізобетону.

В рамках дослідження проведений розрахунок балки перекриття за традиційною розрахунковою схемою - без урахування сумісної роботи з диском перекриття, підбір її перерізу з урахуванням спільної роботи з плитами перекриття і експериментальне чисельне дослідження в складі перекриття методом скінченних



**Євген Дмитренко**  
старший викладач  
кафедри будівництва,  
к.т.н.

елементів. Моделювання фрагмента перекриття виконувалось у розрахункових комплексах «SCAD Office» і «ЛІРА САПР 2019». Чисельне дослідження спрямоване на перевірку доцільності використання розрахункової методики ДБН В.2.6-98-2009 для визначення ефективної ширини полиці при розрахунку таврових перерізів для збірних залізобетонних плит, які включені в сумісну роботу з балками перекриття.

Виконано порівняльний аналіз отриманого перерізу балки з раніше підібраним за традиційною методикою розрахунку по напруженням в найбільш небезпечному перерізі і загальній масі балок.

За результатами аналізу підтверджена коректність застосування вищевказаної нормативної методики для визначення ефективної ширини полиці таврових згинальних сталезалізобетонних елементів.

**Ключові слова.** Жорсткий диск перекриття; перший граничний стан; ребристі залізобетонні плити; напружено-деформований стан, ефективна ширина полиці плити.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На даний момент в Україні експлуатується велика кількість одноповерхових та багатоповерхових промислових будівель, виконаних в сталевому каркасі з настилом

із залізобетонних плит покриття. Як показують результати численних обстежень, конструкції таких будівель мають дефекти і пошкодження, які набагато перевищують нормативні вимоги і потребують реконструкції та підсилення.

У зв'язку з цим особливого значення набувають задачі визначення дійсної несучої здатності каркасів одноповерхових і багатоповерхових промислових будівель, причому, як при реконструкції, так і при новому будівництві. При цьому урахування сумісної роботи несучих елементів зі сталі і бетону при їх розрахунку призводить до істотного економічного ефекту в порівнянні з розрахунками по ідеалізованим розрахунковим схемам.

Урахування сумісної роботи несучих конструкцій зі сталі і бетону при їх розрахунку стало можливим завдяки реалізації методу скінчених елементів (МСЕ) в різноманітних розрахункових комплексах («ЛІРА САПР», «SCAD», «Nastran» і т.п.).

Урахування сумісної роботи монолітного залізобетону із сталевими конструкціями (сталезалізобетонні конструкції) при їх розрахунку вже довело свою ефективність у практиці будівництва споруд транспортного призначення та сильнонавантажених несучих конструкцій будівель та споруд, чого не можна сказати про збірний залізобетон. Тим більш, що у вітчизняних нормах проектування, як і у навчально-методичній літературі розрахункові методики урахування сумісної роботи таких конструкцій із сталевими висвітлені недостатньо повно.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Практичний досвід показує, що розрахунки сталевих балкових конструкцій за традиційними розрахунковими методиками окремо від конструкцій каркасу будівлі, зокрема плит покриття і перекриття призводять до отримання перерізів елементів із значним запасом міцності і жорсткості [1, 2].

Дослідженням дійсної роботи крокв'яних ферм одноповерхових промислових будівель підтверджено включення у

спільну роботу залізобетонних плит покриття при дотриманні певних конструктивних вимог [3]. Це призводить до значного зменшення поздовжнього зусилля у верхньому поясі і як наслідок, до значної економії матеріалу ферми [4]. Про можливість ефективного включення в спільну роботу конструкцій покриття і залізобетонних плит, що дозволяє зменшити масу поясів ферм майже вдвічі також приводиться в роботі [5].

Економічна ефективність від застосування монолітного залізобетону в складі прогонових металевих конструкцій, що складаються із зварних або двотаврових балок вже давно підтверджена практикою їх застосування в мостобудуванні і зведенні перекриттів багатоповерхових громадських будівель [5].

Диски покриттів і перекриттів нерозривно пов'язані із пролітними несучими конструкціями і працюють спільно при дії горизонтальних і вертикальних навантажень.

При розрахунку елементів диска покриття і пролітних конструкцій, що складаються зі збірного залізобетону необхідно враховувати ефект їх спільної роботи, оскільки він проявляється одразу після об'єднання конструктивних одиниць диска в єдине ціле за допомогою зварювання закладних деталей і замонолічування. Спільна робота елементів диска покриття залежить від деформативності поздовжнього ребра плити покриття, закладних деталей, умов закріплення плити покриття у складі диска, якості міжплитних швів замонолічування, зміни осової і згинальної жорсткості крокв'яної конструкції в процесі деформування [2, 3, 5].

Тому в процесі моделювання згідно із [6] необхідно враховувати підвищену деформативність вузлових сполучень плит, їх фізичну і конструктивну нелінійність, які змінюються залежно від напружено-деформованого стану.

Відповідно до результатів досліджень [2,3], повне включення залізобетонних плит покриття у спільну роботу із кроквяними фермами надає найбільший розвантажувачий ефект на елементи верхнього поясу (до 40-

50%). Ефект від спільності знижується як при відсутності омоноличування поздовжніх швів між плитами, так і при повній відсутності приварювання плит в місцях обпирання на 60-70%.

При наявності дефектів і пошкоджень включення залізобетонних плит покриття у спільну роботу із кроквяними фермами не завжди полегшує роботу останніх. Так:

- відсутність омоноличування поздовжніх швів в середній зоні ферми, при наявності омоноличування інших швів, викликає підвищення поздовжніх зусиль в елементах решітки, що прилягають до зруйнованого шва, до 40 ... 60% до проектних;

- при наявності дефектного стержня, плити покриття розвантажують його, але при цьому відбувається збільшення зусиль в сусідніх елементах ферми.

Таким, чином, виконання конструктивних вимог напряму впливає на ефект включення плит покриття у спільну роботу із балковими конструкціями

## МЕТА І МЕТОДИ

Метою даної роботи є оцінка зниження металоемності згинальної металевої конструкції при її розрахунку з урахуванням спільної роботи з жорстким диском перекриття зі збірного залізобетону.

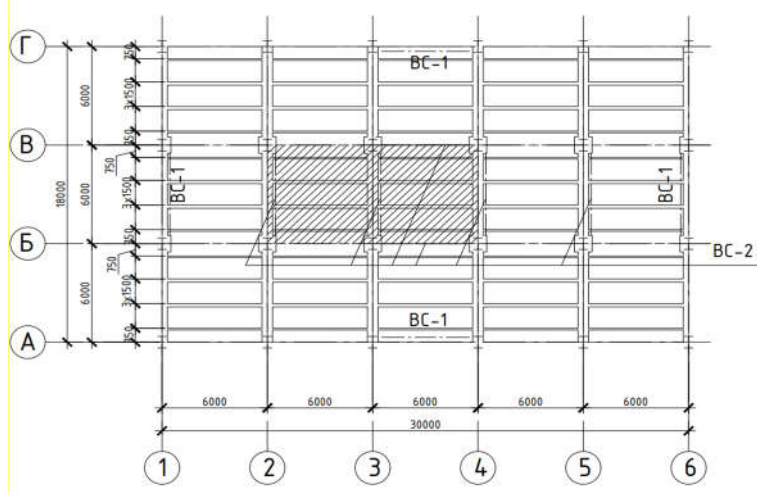
Для досягнення мети під час виконання теоретичних і чисельних досліджень, використані загальні методи механіки твердого деформованого тіла та програмні комплекси, зокрема ПК «ЛІРА САПР» та «SCAD Office», в основі якого лежить метод скінченних елементів.

Чисельні дослідження у сучасних програмних комплексах на базі даного методу широко використовуються для вирішення різноманітних задач теорії залізобетону, зокрема, задачі зчеплення арматури з бетоном [7], а їх результати мають гарну збіжність з результатами експериментальних досліджень [8].

Об'єктом дослідження є сталеві прокатні двотаврові балки в складі перекриття багатоповислової промислової будівлі з розмірами в плані 18x30м і сіткою колон бхбм (рис. 1).

За способом сприйняття горизонтальних навантажень конструктивна схема каркаса – в'язева.

По верхнім полицям балок укладаються залізобетонні ребристі плити перекриття серії ІІІ-24-2/70 (рис. 2). Вони так само, як і плити покриття приварюються до верхніх поясів балок мінімум в трьох точках і шви між ними омоноличуються дрібнозернистим бетоном класу С12/15.



**Рис.1.** Схема розташування елементів перекриття. BC-1, BC-2 - вертикальні в'язі по колонах.

**Fig.1.** The layout of the floor elements. VS-1, VS-2 - vertical elms along columns.

Конструкція підлоги перекриття (рис. 2) складається з наступних шарів:

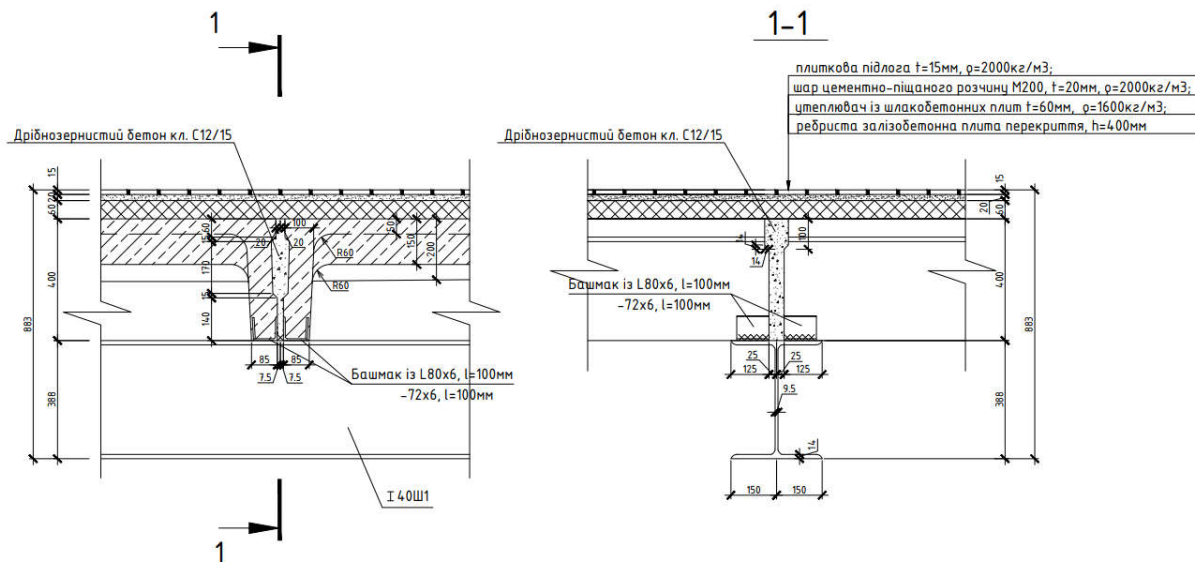
- плитка підлога  $t = 15$  мм,  $\rho = 2000$  кг/м<sup>3</sup>;
- шар цементно-піщаного розчину М200,  $t = 20$  мм,  $\rho = 2000$  кг/м<sup>3</sup>;
- плити шлакобетонні  $t = 60$  мм,  $\rho = 1600$  кг/м<sup>3</sup>;

Матеріал балок - сталь С245, матеріал плит перекриття - бетон класу С20/25.

В рамках дослідження об'єкта був проведений розрахунок найбільш навантаженої балки перекриття без урахування спільної роботи з диском перекриття і з урахуванням її. Додатково виконувалось чисельне

дослідження роботи балки в складі перекриття шляхом чисельного моделювання в розрахункових комплексах «SCAD Office» і «ЛІРА САПР». Чисельне дослідження спрямоване на визначення доцільності використання розрахункової методики ДБН [9] для розрахунку ширини полиці сталевозалізобетонного перерізу.

Порівняльний аналіз перерізів, підібраних за двома методиками розрахунку був проведений по напруженнях в найбільш небезпечному перерізі по довжині і загальній масі балок.



**Рис.2.** Вузлове сполучення плит з балками  
**Fig.2.** Nodal connection of plates with beams

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Балки спираються на колони шарнірно (в'язева конструктивна схема каркасу). Розрахункова схема балки - шарнірно-обперта балка на двох опорах.

Переріз головної балки - прокатний двотавр.

Навантаження на головну балку перекриття складається з ваги конструкції підлоги, ребрих плит перекриття, власної ваги головних балок і тимчасового навантаження і розраховано згідно з вимогами [10].

Після визначення внутрішніх зусиль, з критерію міцності за максимальними нормальними напруженням був підібраний переріз балки І №40Ш1 за ДСТУ [11], який також відповідає виконаним вимогам перевірок за максимальними дотичним напруженням і прогину.

Цей переріз головної балки був розрахований із припущення його сумісної роботи з жорстким диском перекриття, як сталобетон, за методикою, викладеною в [12].

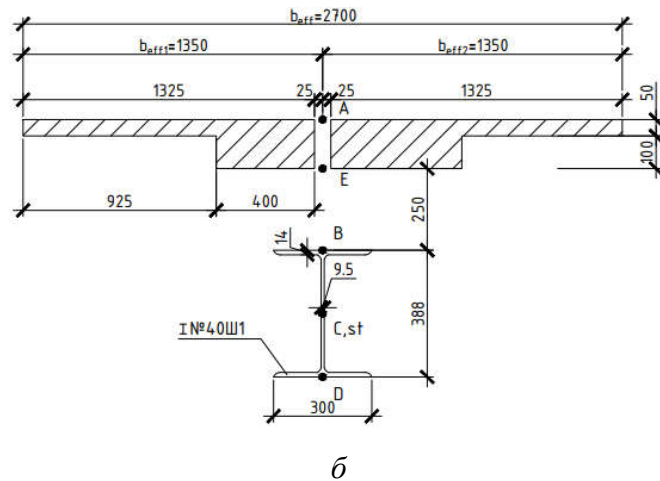
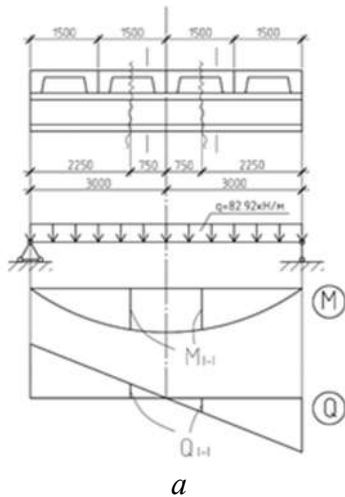
Розрахункове значення навантаження, що діє на один погонний метр балки було

визначене раніше і дорівнює:  $q_p = 82,92$  кН/м.

Найбільш несприятливий розрахунковий переріз сталобетонної балки знаходиться на відстані 0,75 м від середини прольоту, тому що у ньому діють досить великі значення згинальних моментів і в роботі балки задіяний тільки переріз полки (рис. 3, а, переріз I-I).

Відповідно до п. 5.3.2, ДБН [9] розрахункова ширина полиці перерізу визначається за форм. (1):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = b_{eff1} + b_{eff2} + b_w = 1,2\text{ м} + 1,2\text{ м} + 0,3\text{ м} = 2,7\text{ м}, \quad (1)$$



**Рис.3.** До розрахунку балки об'єднаного перерізу: а) внутрішні зусилля у перерізі I-I; б) сталобетонний переріз балки

**Fig.3.** For calculation of the combined section beam: a) internal forces in section I-I; b) reinforced concrete section of the beam

Після розрахунку геометричних характеристик перерізу були виконані перевірки міцності по максимальним нормальним та дотичним напруженням і деформативності балки за форм. (3)-(9).

Стискальне напруження в крайніх верхніх волокнах плити (точка А) дорівнює:

$$\sigma_{c,A} = \frac{M_{I-I}}{W_{c, stc}^A} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{64880} = 5,39\text{ МПа} < f_{cd} = 14,5\text{ МПа} \quad (3)$$

де

де  $b_{eff,i}$  - ширина звису полиці плити у кожену сторону від перерізу, м; визначається за форм. (2):

$$b_{eff1} = b_{eff2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 3 + 0,1 \cdot 6 = 1,2\text{ м} \quad (2)$$

$b_w$  - ширина ребра перерізу, м;  
 $l_0$  - проліт залізобетонної ребристої плити, м;

Значення  $b_{eff,1}$  та  $b_{eff,2}$  не перевищують  $0,2 \cdot l_0 = 1,2$  м.

Прийняли  $b_{eff} = 2,7$  м.

Розрахунковий переріз представлений на рис. 3, б.

$M_{I-I}$  – згинальний момент у перерізі I-I, кНм;

$W_{c, stc}^A$  - момент опору перерізу відносно крайньої верхньої точки А, см<sup>3</sup>;

$f_{cd}$  - розрахунковий опір бетону на стиск, за табл. 3.1, ДБН [9].

Стискальне напруження в крайніх нижніх волокнах плити (точка Е) дорівнює:

$$\sigma_{c,E} = \frac{M_{I-I}}{W_{c, stc}^E} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{148500} = 2,39\text{ МПа} < f_{cd} = 14,5\text{ МПа} \quad (4)$$

де  $W_{c, stc}^E$  - момент опору перерізу відносно крайніх нижніх волокон плити (точка E),  $\text{см}^3$ .

Напруження в крайньому верхньому волокні балки (точка B):

$$\sigma_{st,B} = \frac{M_{I-I}}{W_{st, stc}^B} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{18820} = 18,59 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 264 \text{ МПа} \quad (5)$$

де

$W_{st, stc}^B$  - момент опору перерізу відносно крайніх верхніх волокон балки (точка B),  $\text{см}^3$ .

$R_y$  – розрахунковий опір сталі балки, 240 МПа, за табл. Г.2, ДБН [13];

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи сталі, 1,1, за табл. 5.1, ДБН [13].

Напруження в крайньому нижньому волокні балки (точка D):

$$\sigma_{st,D} = \frac{M_{I-I}}{W_{st, stc}^D} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{4823} = 72,55 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 264 \text{ МПа} \quad (6)$$

де  $W_{st, stc}^D$  - момент опору перерізу відносно крайніх нижніх волокон балки (точка D),  $\text{см}^3$ .

Таким чином, міцність сталезалізобетонної балки за нормальними напруженнями забезпечена.

Сумарна еюра нормальних напружень в сталевозалізобетонній балці зображена на рис. 4.

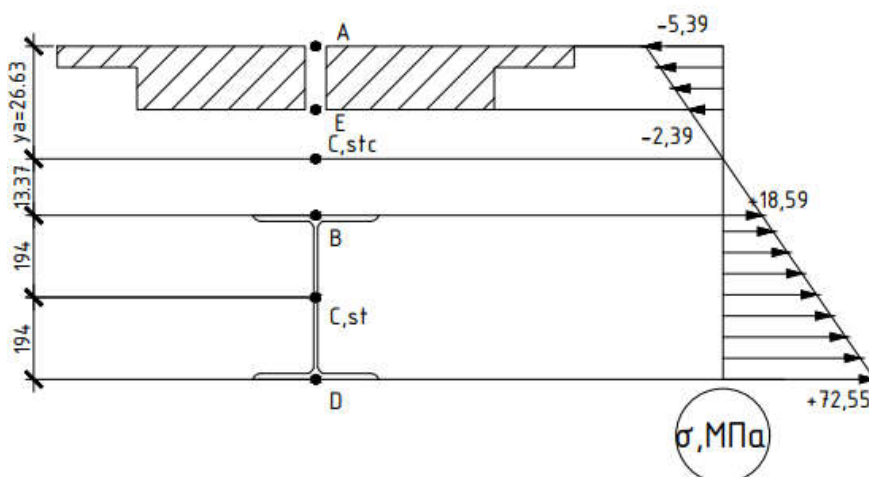


Рис.4. Еюри нормальних напружень в перерізі балки.

Fig.4. Plots of normal stresses in the cross-section of the beam.

Найбільші дотичні напруження в стінці сталеві балки (із умови повного прийняття балкою поперечної сили від розрахункового навантаження):

$$\tau_{I-I} = \frac{Q_{I-I} \cdot S_{st}}{I_{st} \cdot t_w} = \frac{62,2 \cdot 976}{34360 \cdot 0,95} = 18,6 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = 148,8 \text{ МПа} \quad (7)$$

де

$S_{st}$  – статичний момент напівперерізу балки,  $\text{см}^3$ ;

$I_{st}$  – момент інерції перерізу балки,  $\text{см}^4$ ;

$t_w$  – товщина стінки балки,  $\text{см}$ ;

$R_s$  – 135,3 МПа - розрахунковий опір сталі балки зрізу відповідно ДБН [13].

Умова виконується, несуча здатність балки по дотичним напруженням забезпечена.

Прогин балці в перерізі I-I:

$$f_{\max} = S \cdot \frac{M_{I-I}}{E_{st} \cdot I_{stc}} \cdot l^2 =$$

$$= \frac{5}{48} \cdot \frac{349,9}{2,06 \cdot 10^8 \cdot 251600 \cdot 10^{-8}} \cdot 6^2 = \quad (8)$$

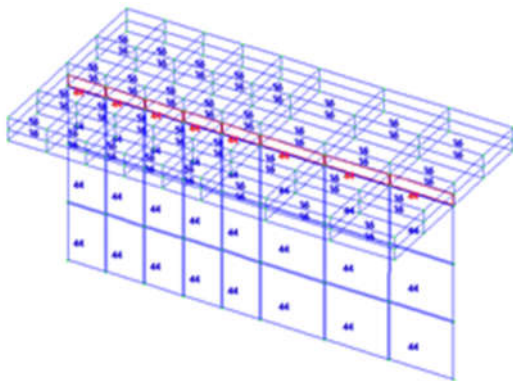
$$= 2,53 \text{ мм} < [f_{gp}] = 30 \text{ мм}$$

де

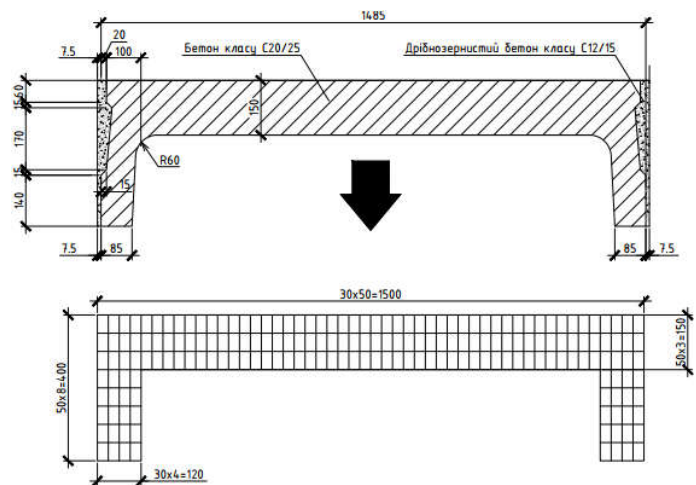
$S$  - характеристика, яка залежить від розрахункової схеми і виду навантаження. Для балки на двох опорах, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням по всьому прольоту, дорівнює  $5/48$ ;

$[f_{gp}]$  - максимальне значення прогину балки, у відповідності з ДСТУ[14],  $1/200 \cdot L$ ;

$E_{st}$  - модуль пружності сталі С245, з якої виготовлена балка.



*a*



*б*

**Рис.5.** До скінченно-елементного моделювання плити: *a* - «анкерування» стінки балки в полиці плити; *б* - приведення фактичного перерізу плити до розрахункового перерізу

**Fig.5.** For the finite-element modeling of the plate: *a* - "anchoring" the wall of the beam in the shelf of the plate; *b* - simulating the actual cross-section of the plate to the calculated cross-section

Фактичні геометричні розміри поздовжніх, поперечних ребер плит, розміри поперечного перерізу балок приведені до еквівалентних прямокутних, для спрощення процесу моделювання елементів перекриття (рис.5, б).

Сумарний прогин балки не перевищує граничний, отже, жорсткість сталевозалізобетонної балки забезпечена.

Чисельне моделювання згідно із рекомендаціями [15] балок у складі перекриття виконувалось для того, щоб визначити коректність використання розрахункової методики ДБН[9] для визначення ширини полиці сталобетонного перерізу і для подальшого підбору більш економічних перерізів.

Плити перекриття і полиці балок в розрахунковій моделі моделювалися універсальними просторовими восьмивузловими скінченними елементами типу SE 36. Стінка балки моделювалася чотирикутними скінченно-елементними оболонками типу SE44, які для забезпечення спільної роботи з полицею заводилися в її межі. Для цього полиця балки розбивається по товщині на два кінцевих елементи (Рис. 5, а).

Фактичний клас бетону шва між плитами С12/15 прийнятий у розрахунковій моделі рівномічним основному бетону плит класу С20/25.

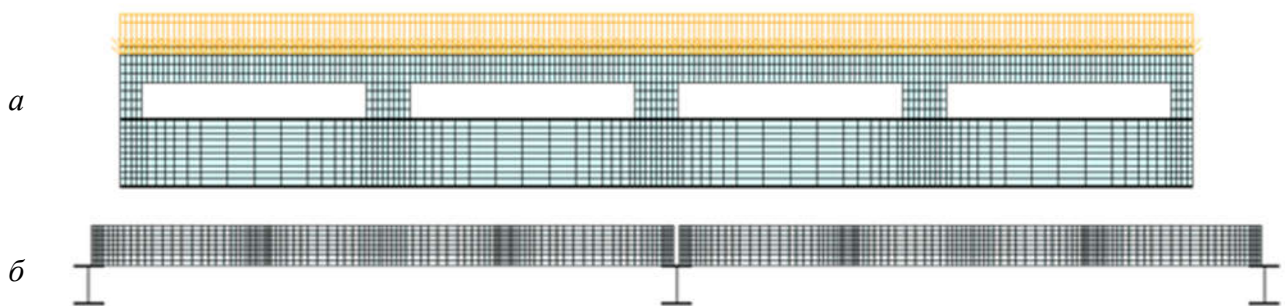
Розбивка скінченно-елементної сітки по довжині елементів виконувалася з умови зменшення загального числа скінченних

елементів і вузлів розрахункової схеми для прискорення виконання розрахунків. З цією метою довжини кінцевих елементів по довжині плит і балок, що підходять до досліджуваних перетинів зменшуються, а на інших ділянках - збільшуються. Після створення геометричної частини розрахункової схеми задавалася жорсткість для полиць балок і плит – як для об'ємних елементів, шляхом введення значення модуля пружності для сталі –  $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$  МПа і початкового модуля пружності для бетону плит –  $E_c = 3 \cdot 10^4$  МПа. Також були додані значен-

ня коефіцієнтів Пуассона, рівних 0,2 і 0,3 для бетону плит і сталі балок відповідно.

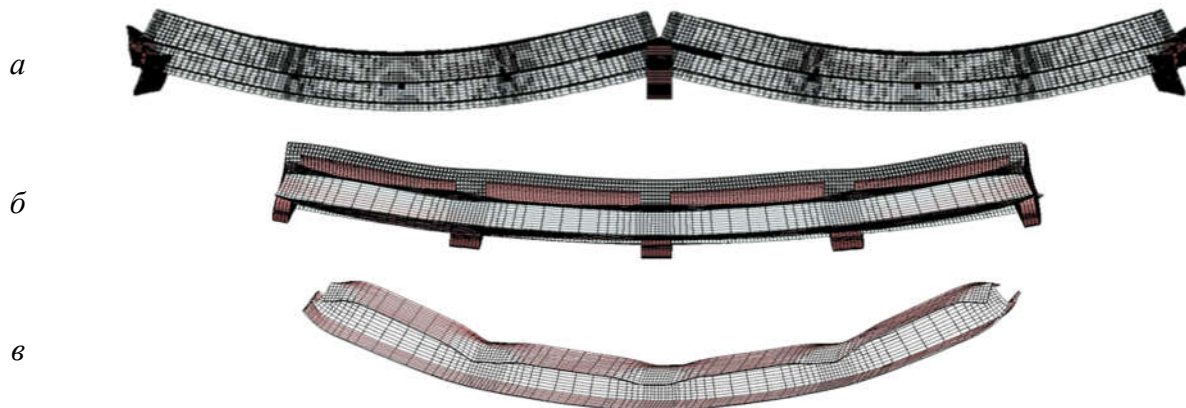
Опори балок були задані в крайніх точках нижніх поясів, зліва - нерухомий шарнір, який забороняє лінійні зміщення вузлів балок за трьома основними напрямками X, Y, Z, а праворуч - лінійно-рухома опора, що перешкоджає зміщення за двома основними напрямками Y, Z.

Навантаження в розрахунковій схемі прикладені до верхніх скінченних елементів, що моделюють роботу полки плити (рис. 6, а).



**Рис.6.** Досліджувана чисельна модель фрагменту перекриття: *а* - схема прикладання навантаження до плит покриття; *б* - фасад розрахункової схеми

**Fig.6.** The investigated numerical model of the fragment of the floor: *a*- the scheme of application of the load to the floor slabs; *b* - the facade of the numerical model



**Рис.7.** Схема перекриття і балки після розрахунку в ПК «ЛІРА САПР»: *а* - вид з торця балок; *б* - вид збоку від балок; *в* - деформована схема найбільш навантаженої балки.

**Fig.7.** The scheme of overlapping and beams after calculation in SP “LIRA CAD”: *a* - view from the end face of beams; *b* - side view of the beams; *c* - deformed scheme of the most loaded beam.

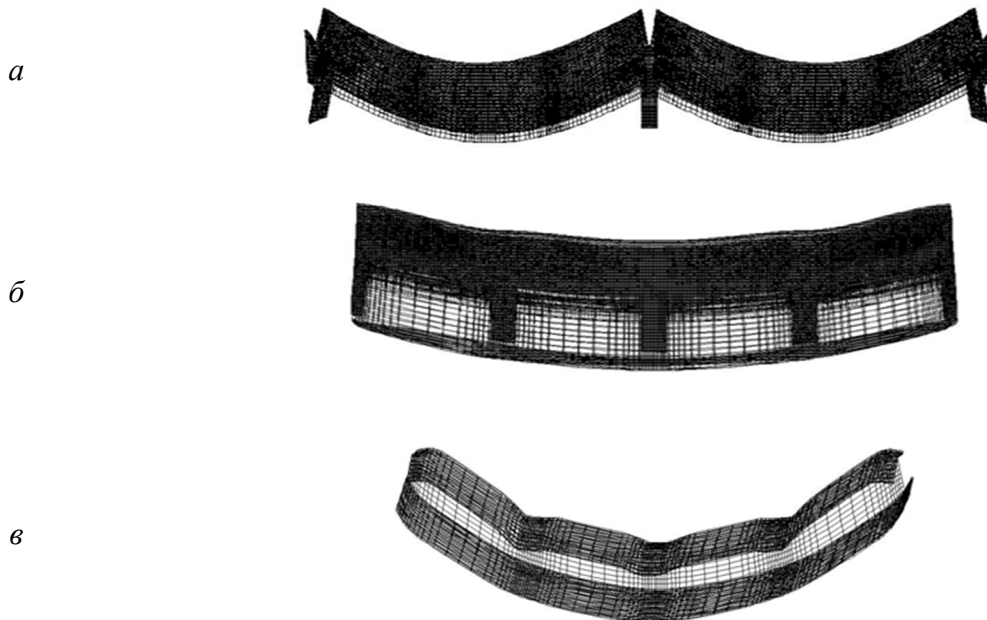
Деформована схему перекриття та схема балки після виконання розрахунку в ПК «ЛІРА САПР» представлені на рис. 7.

Для верифікації результатів розрахунку був виконаний розрахунок перекриття в програмному комплексі «SCAD Office» (рис. 8).



Згідно отриманих результатів розрахунку блоку перекриття у програмних комплексах, деформовані схеми повністю ідентичні одна одній. Прогин, а також значення

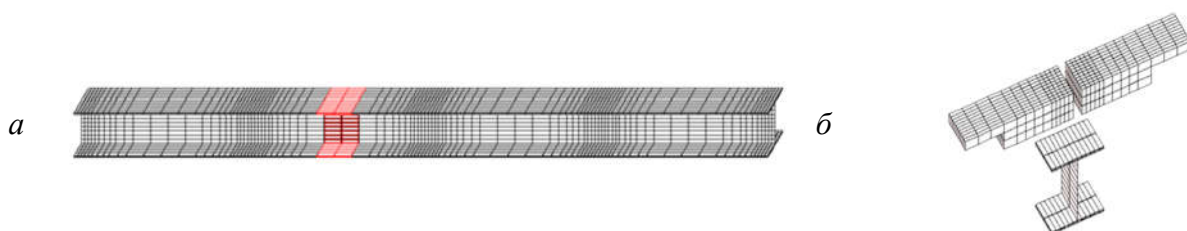
нормальних і дотичних напружень в розрахунковому перерізі найбільш навантаженої балки також однакові.



**Рис.8.** Схема перекриття і балки після розрахунку в ПК «SCAD Office»: а) вид з торця балок; б) вид збоку від балок; в) деформована схема найбільш навантаженої балки.

**Fig.8.** The scheme of overlapping and beams after calculation in SP “SCAD Office”: a) view from the end face of beams; b) side view of the beams; c) deformed scheme of the most loaded beam.

Розрахунковий переріз в модельованій балці представлено на рис. 9

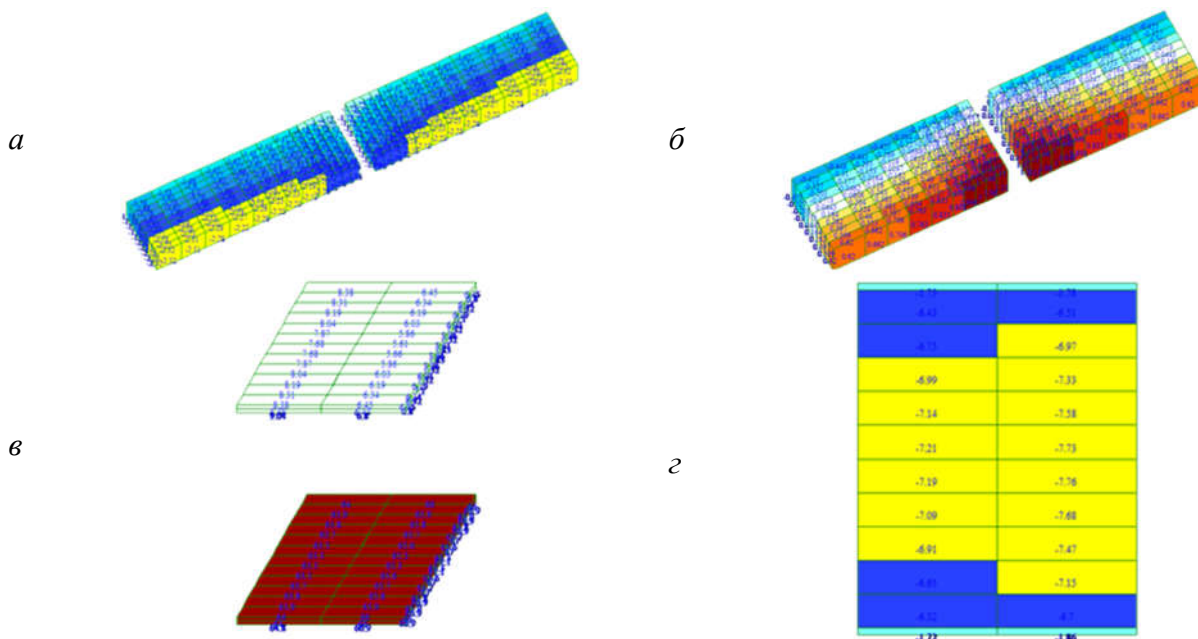


**Рис.9.** Розрахунковий переріз балки: а) розташування по довжині; б) вигляд в 3D проекції

**Fig.9.** Calculated cross-section of the beam: a) location along the length; b) view in 3D projection

Розподіл нормальних і дотичних напружень по елементах розрахункового перерізу представлений на рис. 10. Значення напружень в балці і плиті, отримані шляхом аналітичного розрахунку і чисельного моделювання в розрахункових комплексах були проаналізовані і порівняні між собою (табл. 1, рис. 11).

Аналіз НДС балки і плити в розрахунковому перерізі показав, що розрахунок за методикою ДБН [9] дає дещо завищені значення напружень у порівнянні з результатами, отриманими при моделюванні, і це, безумовно, позитивно позначається на розрахунку з точки зору міцності матеріалу і йде в запас міцності.

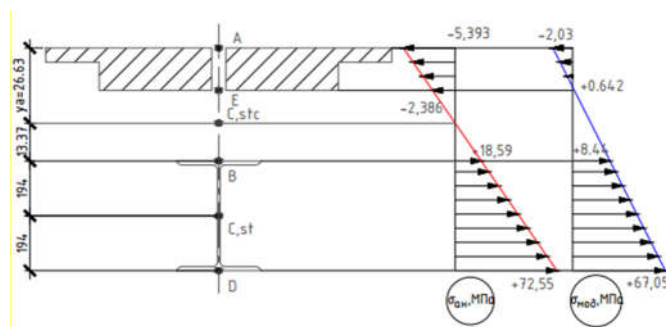


**Рис.10.** Параметри НДС елементів розрахункового перерізу після розрахунку: *a* - нормальні напруження у верхній точці полиці плити (точка А); *б*- нормальні напруження в нижній точці полиці плити (точка Е); *в*- нормальні напруження в поясах балки (точки В, D); *г*- дотичні напруження в стінці балки

**Fig.10.** Stress-strain state parameters of the elements of the calculated cross-section after the calculation: *a*- normal stresses at the upper point of the plate shelf (point A); *bcd*- shear stresses in the wall of the beam

**Табл. 1.** Порівняльна таблиця результатів аналізу сталезалібетонного перерізу  
**Table 1.** Comparative table of results of the analysis of steel of concrete section

Елемент	Характеристика НДС	Аналітичний розрахунок	Моделювання	Різниця,%	Різниця, п раз
Балка	$\sigma_{st,B}$	+ 18,59МПа	+8,44 МПа	120,3	2,203
	$\sigma_{st,D}$	+72,55 МПа	+67,05 МПа	8,2	1,082
	$\tau_{l-l}$	18,6 МПа	7,475 МПа	140,8	2,41
	$f_{max}$	2,53 мм	4,37 мм	-42,1	-1,73
Плита	$\sigma_{c,B}$	-5,393МПа	-2,03 МПа	165,7	2,66
	$\sigma_{c,E}$	-2,386 МПа	+0,642 МПа	371,7	4,72



**Рис.11.** Епюра нормальних напружень у розрахунковому перерізі, отримана шляхом аналітичного розрахунку та за допомогою чисельного моделювання

**Fig.11.** Diagrams of normal stresses in the calculated cross-section, obtained by analytical calculation and by numerical simulation

Значення прогинів в перерізі сталезалізобетонної балки, розраховані за формулою (8) менше, ніж значення, отримані при моделюванні, що може свідчити про некоректне застосування цієї формули при розрахунку.

Критерієм збіжності результатів аналітичного розрахунку і чисельного моделювання є значення нормальних напружень в крайньому розтягнутому волокні балки (точка D), які відрізняються не більше, ніж на 8,2%, що свідчить про коректність застосування даної методики (вибору розрахункової ширини полиці, яка бере участь в роботі перерізу) для розрахунку сталезалізобетонних балок із збірними залізобетонними плитами.

Результати розрахунку свідчать, що балка, розрахована за традиційною розрахун-

ковою схемою (I № 40Ш1) при урахуванні її спільної роботи з жорстким диском перекриття має великий запас міцності (максимальні нормальні напруження в розрахунковому перерізі склали 72,55 МПа), у зв'язку з цим був виконаний підбір більш економічного перерізу балки, а саме I № 26Ш2. Враховуючи, що ширина полки підбраного двотавру не забезпечує необхідної довжини обпирання плити (по 150 мм з кожного боку від вісі симетрії балки), будемо застосовувати накладки із сталевих листів, які приварюються до верхніх полиць балки в місцях обпирання плит.

Після розрахунку напружень у підбраному перерізі балки був виконаний порівняльний аналіз параметрів НДС, результати якого представлені в табл. 2.

**Табл. 2.** Порівняльна таблиця результатів аналізу розрахунків за двома методиками  
**Table 2.** Comparative table of results of the analysis of calculations by two methodics

Елемент	Характеристика НДС	Розрахунок без урахування спільної роботи (I №40Ш1)	Розрахунок з урахуванням спільної роботи (I №26Ш2)	Різниця, %	Різниця, п раз
Балка	$\sigma_{st,B}$	+ 18,59 МПа	+73,63 МПа	266,3	3,663
	$\sigma_{st,D}$	+72,55 МПа	+157,8 МПа	101,2	2,012
	$\tau_{I-I}$	18,6 МПа	144,2 МПа	93,8	1,938
	$f_{max}$	2,53 мм	5,13 мм	123,0	2,230
Плита	$\sigma_{c,B}$	-5,393 МПа	-8,5 МПа	45,8	1,458
	$\sigma_{c,E}$	-2,386 МПа	-1,29 МПа	-49,4	0,506

Напруження і деформації в характерних точках підбраного перерізу істотно зросли за рахунок зменшення його розмірів. Недостатнє навантаження за нормальним напруженням крайнього нижнього розтягнутого волокна балки становить:

$$\Delta_{\sigma} = \frac{\sigma - R_y \cdot \gamma_c}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot 100\% = \frac{157,8 - 264}{264} \cdot 100\% = -40,23\% \quad (9)$$

Напруження в крайньому нижньому стиснутому волокні плити (точка E) зменшилися за рахунок зміщення нейтральної вісі

балки ближче до плити і зменшення стиснутої зони перерізу.

Ефект економії сталі по масі від урахування сумісної роботи балки з диском перекриття склав:

$$\Delta_m = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot 100\% = \frac{576,6 - 311,04}{564} \cdot 100\% = 46,1\% \quad (10)$$

де

$M_1$  – маса балки перерізом I № 40Ш1, довжиною 6м, підбраної за класичною розрахунковою методикою;

$M_2$  – маса балки перерізом I № 26Ш2, довжиною 6м, підбраної з урахуванням сумісної роботи із збірними залізобетонними плитами.

Таким чином, урахування спільної роботи сталеві балки і жорсткого диска перекриття із збірного залізобетону дозволяє зменшити витрату матеріалу балки на 46,1% в порівнянні з розрахунком без урахування спільної роботи конструкцій.

### ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Чисельним експериментальним дослідженням спільної роботи сталеві балки з ребристими залізобетонними плитами перекриття підтверджена коректність застосування розрахункової методики ДБН [9] для визначення ефективної ширини полиці таврових згинальних сталезалізобетонних елементів. Методика достатньо коректно відображає дійсну роботу конструкцій – різниця значень напружень у крайньому розтягнутому волокні сталеві балки в складі сталезалізобетонного перерізу, отриманим за даною методикою і шляхом експериментального чисельного аналізу склала 8,2%.

Розрахунок балки з урахуванням спільної роботи з диском перекриття із збірного залізобетону привів до значного зниження маси балки – на 46,1% в порівнянні з розрахунком балки без урахування спільної роботи.

При підборі економічного перерізу балки у складі перекриття лімітуючим фактором виявилися дотичні напруження, максимальні значення яких в стінці I №26Ш2 близькі до розрахункових. Дотичні напруження визначаються з передумови повного їх сприйняття стінкою балки без урахування роботи полиці плити, яка частково розвантажує стінку балки, як показують чисельні експериментальні дослідження. Виникає можливість ще більшої економії матеріалу балок. Недостатнє навантаження за нормальними напруженням в перерізі склало 40,23%.

Це свідчить про високу ефективність спільної роботи сталеві балки і диска перекриття із збірного залізобетону.

Спільна робота дисків покриттів із збірного залізобетону при розрахунках сталевих згинальних конструкцій дозволяє значно економити матеріал несучих конструкцій і має бути обов'язково врахована при проектуванні нових будівель і реконструкції існуючих.

Однак для розробки точного та надійного розрахункового апарату в даному напрямі вважається за необхідне продовження чисельних досліджень шляхом моделювання нелінійної роботи матеріалів, урахування різних класів бетону шва та конструкцій, закладних деталей плит і верифікація результатів шляхом проведення експериментальних досліджень.

### ЛІТЕРАТУРА

1. **Эззи Х.** Численный расчет железобетонных ребристых плит с учетом взаимодействия с ригелем в сравнении с данными эксперимента [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, В.И. Римшин // «БСТ». – 2016. – №5. – С. 38–39.
2. **Васильева Л.С.** Выявление несущей способности стальных конструкций каркаса ОПЗ с учетом пространственной работы покрытия // Сб. международного конгресса «Ресурсосберегающие и энергосберегающие технологии реконструкции и нового строительства». – Новосибирск: НИИЖТ, 1998. – С. 34–39.
3. **Васильева Л.С.** Экспериментально-теоретическое исследование модели блока покрытия производственного здания // Сб. научн. тр. «Реконструкция и совершенствование несущих элементов зданий и сооружений транспорта». – Новосибирск: НИИЖТ, 1997. – С.50–56.
4. **Эззи Х.** Комплексное исследование работы плиты покрытия с ригелем [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина // сборник: «Экология и ресурсо- 123 энергосберегающие технологии на промышленных предприятиях, в строительстве, на транспорте и сельском хозяйстве». Сборник статей XV Международной научно-практической конференции. – Пенза, 2015. – С. 115–121.
5. **Фролов А.К., Козелков М.М.** Оценка разгружающего влияния железобетонных ребристых плит. // *Жилищное строительство*. –

- М.: МГСУ, 2000. – Вып. 2. – С. 14-16.
6. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. – Москва: ЦНИИПромзданий, 2002. – 55 с.
  7. **Колчунов В. И.** Конечно-элементное моделирование нелинейной плоской задачи сцепления бетона и арматуры в ПК Лира-САПР / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // *Промислове будівництво та інженерні споруди*. – 2016. – №3. – С. 6–15.
  8. **Колчунов В. И.** Методика экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. – 2016. – С. 162-177.
  9. **ДБН В.2.6-98:2009.** Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинні від 2011-06-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
  10. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинні від 2007-01-01. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
  11. **ДСТУ 8768:2018.** Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент. – Чинний з 2019-01-01. – Київ: ДП УкрНДНЦ «Енергосталь», 2018. – 8 с.
  12. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. — Москва: НИИЖБ, ЦНИИПромзданий, 2007. – 43 с.
  13. **ДБН В.2.6-198:2014.** Норми проектування, виготовлення і монтажу. Сталеві конструкції. – Чинні від 2015-01-01. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 205 с.
  14. **ДСТУ Б В.1.2-3:2006.** Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Чинний з 2007-01-01. – Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 15 с.
  15. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е., Ромашкина М.А. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. // *Электронное издание, 2017 г.*, – 535 с.
  2. **Vasyleva L.S.** Vyjavlenye nesushchei sposobnosti stalnykh konstruktsiyi karkasa OPZ s uchetom prostranstvennoi raboty pokrytyia // *Sb. mezhdunarodnoho konhressa «Resursosberehaiushchye y enerhosberehaiushchye tekhnolohyy rekonstruktsyy y novoho stroytelstva»*. – Novosybyrsk: NYZHT, 1998. – S. 34-39.
  3. **Vasyleva L.S.** Eksperymentalno-teoretycheskoe yssledovanye modely bloka pokrytyia proyzvodstvennoho zdanyia // *Sb. nauchn. tr. «Rekonstruktsiya y sovershenstvovanye nesushchykh elementov zdanyi y sooruzheniy transporta»*. – Novosybyrsk: NYZHT, 1997. – S. 50-56.
  4. **Ezzy Kh.** Kompleksnoe yssledovanye raboty plyty pokrytyia s ryhelem [Tekst] / Kh. Ezzy, S.Y. Roshchyna // *sbornyk: «Ekolohiya y resurso-enerhosberehaiushchye tekhnolohyy na promyshlennykh predpriyatiakh, v stroytelstve, na transporte y selskom khoziaistve»*. *Sbornyk statei XV Mezhdunarodnoi nauchno-praktycheskoi konferentsyy*. – Penza, 2015. – S. 115-121.
  5. **Frolov A.K., Kozelkov M.M.** Otsenka razhruzhaiushcheho vlyaniya zhelezobetonnykh rebrystykh plyt. // *Zhylyshchnoe stroytelstvo*. – М.: МHSU, 2000. – Вып. 2. – С. 14-16.
  6. Rekomendatsyy po raschetu karkasov mnohoetazhnykh zdanyi s uchetom podatlyvosty uzlovykh sopriazheniy sbornykh zhelezobetonnykh konstruktsiyi. – Москва: TsNYYPromzdanyi, 2002. – 55 s.
  7. **Kolchunov V. Y.** Konechno-elementnoe modelirovaniye nelyneinoi ploskoi zadachy stsepleniya betona y armatury v PK Lyra-SAPR / V. Y. Kolchunov, Y. A. Yakovenko, E. A. Dmytrenko // *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy*. – 2016. – №3. – С. 6–15.
  8. **Kolchunov V. Y.** Metodyka eksperymentalnykh yssledovanyi stsepleniya armatury s betonom / V. Y. Kolchunov, Y. A. Yakovenko, E. A. Dmytrenko // *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy*. – 2016. – С. 162-177.
  9. **DBN V.2.6-98:2009.** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – Chynni vid 2011-06-01. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 71 s.
  10. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. – Chynni vid 2007-01-01. – Kyiv: Minbud Ukrainy, 2006. – 75 s.
  11. **DSTU 8768:2018.** Dvotavry stalevi hariachekatanani. Sortament. – Chynnyi z 2019-01-01. – Kyiv: DP UkrNDNTs «Enerhostal», 2018. – 8

## REFERENCES

1. **Ezzy Kh.** Chyslenniy raschet zhelezobetonnykh rebrystikh plyt s uchetom vzaymodeistviya s ryhelem v sravnenyy s dannimyy eksperymenta [Tekst] / Kh. Ezzy, S.Y. Roshchyna, V.Y.

- s.
12. Rekomendatsyy po proektyrovanyiu monolytnykh zhelezobetonnykh perekrytyi so stalnym profilyrovannym nastylom. — Moskva: NYYZhB, TsNYYPromzdanyi, 2007. - 43 s.
  13. **DBN V.2.6-198:2014.** Normy proektuvannia, vyhotovlennia i montazhu. Stalevi konstruksii. - Chynni vid 2015-01-01. - Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2014. – 205 s.
  14. **DSTU B V.1.2-3:2006.** Prohyny i peremishchennia. Vymohy proektuvannia. – Chynnyi z 2007-01-01. – Kyiv: Ministerstvo budivnytstva, arkhitektury ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2006. – 15 s.
  15. Prohrammyi kompleks LYRA-SAPR. Rukovodstvo polzovatelia. Obuchaiushchye prymery / Vodopianov R.Iu., Tytok V.P., Artamonova A.E, Romashkyna M.A. Pod redaktsyei akademika RAASN Horodetskoho A.S. // Elektronnoe yzdanye, 2017. – 535 s.

### **Modeling of joint work of steel beam constructions with reinforced concrete ribbed floor slabs**

*Yevhen Dmytrenko*

**Summary.** Traditional methods of calculation of beam constructions of floors and coverings of industrial buildings assume their consideration when calculating separately from the frame structures, in particular, reinforced concrete slabs, without taking into account their joint work, which leads to a significant margin of safety. Today in Ukraine there is a significant number of industrial buildings and structures that need strengthening and reconstruction.

In this regard, of particular importance are studies of the actual load-bearing capacity of the frames of single-storey and multi-storey industrial buildings, and both in the reconstruction and in new construction, the results of which will significantly reduce costs and more rationally design structures.

At the same time, one of the most relevant areas is the study of the joint work of metal load-bearing structures with prefabricated reinforced concrete structures of rigid disks of coatings and floors in their calculation.

Moreover, in the national building codes, as well as in the educational and methodological literature, the calculation methods of taking into account the joint work of such constructions are not fully covered.

The purpose of this work is to estimate the reduction of mass of the metal beam structure in its calculation in bending, taking into account the joint work with the rigid disk of the floor consist of precast concrete.

As part of the study, the calculation of the floor beam according to the traditional calculation scheme - without taking into account the joint work with the floor slab, the calculation of its cross-section taking into account the joint work with floor slabs and experimental numerical study of the floor by the finite element method. Modeling of the floor fragment was performed in the software packages "SCAD Office" and "LIRA CAD 2019".

Numerical research is aimed at verifying the feasibility of using the calculation methodology of DBN B.2.6-98-2009 to determine the effective width of the shelf when calculating the T-sections for prefabricated reinforced concrete slabs, which are included in the joint work with the floor beams. A comparative analysis of the obtained cross-section of the beam with the beam which was previously calculated by the traditional method of calculation in stresses in the most dangerous cross section and the total mass of the beams.

According to the results of the analysis, the correctness of the application of the above normative method for determining the effective width of the shelf of T-bending reinforced concrete elements was confirmed.

**Keywords.** Rigid disk of floor; the first limit state; ribbed reinforced concrete slabs; stress-strain state, effective width of the plate shelf.