

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

УДК 624-15, 624.073

DOI 10.31649/2311-1429-2023-2-6-16

В. О. Попов¹
А. В. Попова²МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ
СИЛОВОЇ ПІДЛОГИ СКЛАДСЬКОГО КОМПЛЕКСУ ДЛЯ
РАЦІОНАЛЬНОГО ПРОЕКТУВАННЯ¹Вінницький національний технічний університет
²Донецький національний університет імені Василя Стуса

У статті розроблена методика моделювання напружено-деформованого стану силової промислової підлоги складського комплексу, призначеного для зберігання продукції на багаторівневих стелажах з урахуванням роботи у вільному просторі навантажувально-розвантажувальної техніки. На конкретному прикладі реального складського комплексу розроблено скінчено-елементні модель напружено-деформованого стану підлоги під дією комплексу постійних та тимчасових навантажень з урахуванням проектних ґрунтових умов, розташування фундаментних елементів та особливостей встановлення стелажних систем. Виконано перевірку проектного армування, підібраного за результатами класичних розрахунків з урахуванням еквівалентного тиску на підлогу, за деформаційною методикою для залізобетонних конструкцій. Виявлено, що проектне армування плити підлоги не задовольняє умови міцності силової підлоги під дією зосереджених впливів від стелажних стійок. Перебором конструктивних варіантів виявлено раціональний спосіб армування та оптимальну товщину силової підлоги. Розроблено конструктивні рекомендації з обов'язкового нарізання швів на підлозі в зоні примикання до силових колон будівлі. Для зменшення інтенсивності армування рекомендовано зменшити розміри карт підлоги нарізанням додаткових деформаційних швів. Раціональний розмір карти не повинен перевищувати 20 × 20 м. Доведено, що заміна фактичних зосереджених впливів від ніжок стелажів еквівалентними рівномірно розподіленими тисками, не адекватно відображає роботу конструкції підлоги та призводить до помилкових недоармувань силової плити та, як наслідок, не достатньої міцності конструкцій підлоги.

Ключові слова: промислова силова підлога, складська будівля, напружено-деформований стан, стелажі, ґрунтові умови, граничні стани.

Вступ

Ця наукова робота узагальнює науково-практичні дослідження присвячені моделюванню напружено-деформованого стану промислових підлог складських комплексів та логістичних центрів для раціонального проектування.

На сьогодні в нашій державі, як ніколи, гостро постала проблема складування та накопичення продукції у зв'язку з порушенням усталених транспортно-логістичних ланцюжків через воєнний стан. Для цих потреб у промислових передмістях крупних обласних та районних центрів будуються складські комплекси. В основному такі комплекси будують одноповерховими. Важливим конструктивним елементом таких комплексів є промислова підлога, яка сприймає основне технологічне навантаження від складованих у будівлі матеріалів, напівфабрикатів чи виробів. За характером роботи під навантаженням силова промислова підлога нагадує роботу автомобільних доріг із жорстким (бетонним і залізобетонним) покриттям [1].

Розрізняють два способи складування продукції – безпосередньо на піддонах, на силвій підлозі, та на вантажних стелажах різної конструкції. Часто обидва способи поєднують. Ясно, що поверхове складування на стелажах більш ефективно за критерієм ефективності використання забудованої площі, однак вимагає від власника складу придбання навантажувально-розвантажувального обладнання (електрокарів-підійомників), яке, у свою чергу, також чинить значний вплив на підлогу.

Часто, особливо на харчових виробництвах консервних заводів, складські комплекси будують достатньо високими з метою максимально ефективного використання закритого простору для складування. Стелажі у таких комплексах виготовляють багаторівневими, в основному з металу. Самі стелажі являють собою каркасну споруду, яка складається з металевих стійок (колон), декількох рівнів балок та настилів (перекриттів). Через високу завантаженість та малу площу опори стійок, стелажі створюють великі тиски на промислову підлогу складів [2, 3].

З огляду на раціональне використання простору стелажні системи прийнято улаштовувати смугами (зазвичай, смуга має ширину у 2 стелажі), що чергуються з технологічними проїздами. У технологічних проїздах працює навантажувально-розвантажувальне обладнання у вигляді рокал, електрокарів та підійомників. На сьогодні конструкції стелажів вітчизняного та закордонного виробництва достатньо уніфіковані та стандартизовані. Можуть виготовлятися з внутрішнім сервісним проходом (рис. 1) та без нього [3].

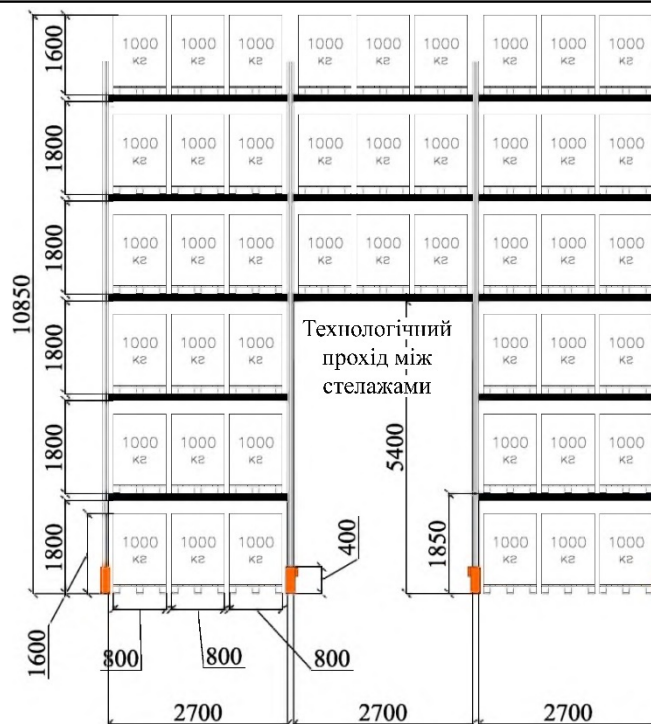


Рисунок 1 – Схема навантажень від типової секції стележної системи з проходом на підлогу.

Для правильного підбору параметрів товщини і армування плити підлоги необхідно розглянути її напружено-деформований стан з урахуванням ґрунтових умов [2, 4 – 7]. За допомогою сучасних програмних комплексів, які реалізують у тому чи іншому вигляді метод скінчених елементів, ця задача не є складною. Однак, при розробленні скінчено-елементних моделей для економії часу інженери вдаються до всіляких спрощень та ідеалізацій. Часто інженери-проектувальники, згідно з рекомендаціями чинних і застарілих норм, замінюють зосереджені впливи від стійок рівномірно-розподіленим еквівалентним навантаженнями по всій складській площі [4, 7]. Цим і обмежуються. Для багатопверхових сильно завантажених стелажів, навіть, якщо рівномірно розподілений по площі вплив взятий у запас, такий підхід не дасть повністю достовірних результатів через нерівномірну роботу ділянок плити підлоги у складувальних смугах, та на ділянках проходів між стелажимами, де, під час простоїв, плита підлоги, фактично, не завантажена.

Оскільки схема складування матеріалів та геометрія улаштування стелажів може змінитися, при моделюванні слід розглянути різні варіанти розташування складського обладнання, крім того, слід урахувати можливість нерівномірного завантаження стелажів.

Постановка проблеми

З [1, 2, 7] відомо, що на напружено-деформований стан силової промислової підлоги сильно впливають фактори розрізки підлоги деформаційними та усадочними швами на карти, розміри самих карт улаштування підготовки над ґрунтом природньої основи, а, також, близькість фрагментів підлоги до колон та фундаментів будівлі. З огляду на це виникає науково-практична задача розробки методики моделювання напружено-деформованого стану плити промислової підлоги під впливом багаторівневих стележних систем для складських комплексів, до стійок яких може під'їжджати вантажопіднімальне обладнання на конкретному прикладі споруди, яка проектується для обслуговування виробничих потреб одного з харчових підприємств Київської області.

Основна частина

Складська будівля, взята, як приклад, являє собою одноповерхову будівлю з металевим каркасом на стовпчастих фундаментах мілкого закладання. Прийнятий термін експлуатації будівлі згідно з [4, додаток В] – 60 років. Рельєф ділянки проектування має незначні перепади по відміткам. Згідно з проектом На підлогу проєктованих складських приміщень будуть діяти такі впливи: власна вага підлоги; навантаження від обслуговуючого персоналу та електрокарів та навантаження від стелажів (табл. 1).

Навантаження на промислову силову підлогу будівлі

Характер навантаження	Коефіцієнт надійності, γ_{fm}	Значення навантаження	
		Характеристичне	Граничне
1. Власна вага плити підлоги, q , кПа (прикладається програмою автоматично)	1,1	5	5,5
2. Навантаження від навантажувачів, разом з вантажем, P_{3n} , кН	1,2	30	36
3. Навантаження від обслуговуючого персоналу, p_{1n} , кПа	1,3	3	3,9
4. Навантаження на крайні опорні п'ятки ніжок стелажів з проходом і без проходу, P_{21} , кН	1,05	40	42
5. Навантаження на середні опорні п'ятки ніжок стелажів з проходом, P_{22} (чисельник), і, без проходу, P_{23} (знаменник), кН	1,05	$\frac{51}{80}$	$\frac{53,55}{84}$
6. Навантаження від піддонів під стелажимами p_2 , кПа	1,05	10,5	11,03

За стандартною методикою (якою користується переважна більшість інженерів-проектувальників) навантаження на підлогу замінюється еквівалентним тиском $p_{equiv} = 15 \text{ кПа}$.

Згідно з результатами геологічних вишукувань відомо, що загальна потужність розвіданого ґрунту – 9 м. Ґрунтова основа будівельного майданчика представлена ґрунтами: ПЕ-1 – рослинний гумусований шар $1,57 \text{ т/м}^3$ потужністю 0,3 – 0,4 м; ПЕ-2 – пісок природною густиною $1,76 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 29^\circ$, модуль деформації $E = 29 \text{ МПа}$, потужність шару 0,6 – 1,3 м; ПЕ-3 – супісок природною густиною $1,72 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 24^\circ$, коефіцієнт зчеплення $c = 0,022 \text{ МПа}$, модуль деформації $E = 14 \text{ МПа}$, потужність шару 0,8 – 1,7 м; ПЕ-4 – суглинок природною густиною $2,02 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 18^\circ$, коефіцієнт внутрішнього зчеплення $c = 0,040 \text{ МПа}$, модуль деформації $E = 16 \text{ МПа}$, $I_L < 0,5$, потужність шару 1,6 – 4,9 м; ПЕ-5 – суглинок природною густиною $2,1 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 14^\circ$, коефіцієнт зчеплення $c = 0,028 \text{ МПа}$, модуль деформації $E = 11 \text{ МПа}$, $I_L < 0,75$, потужність шару 1,5 – 7,8 м. Інженерно-геологічні умови неоднорідні. Ґрунтові шари ПЕ-2, ПЕ-3 залягають місцями, у вигляді окремих лінз, що пронизують материнську породу ПЕ-4 та ПЕ-5. У найгіршому варіанті ґрунтом основи є виключно шар ПЕ-4 з лінзовидним вклинюванням ПЕ-2 потужністю до 0,7 м [6].

Згідно з проектом улаштовано таку підготовку під плиту підлоги: нижній шар – ущільнений ґрунт природної основи, трамбований до густини не менше 1650 кг/м^3 ; на ґрунт природної основи відсипано крупно дисперсну підготовку товщиною 200 мм ЩПС фракції 0 ... 70 мм; на цю підготовку відсипано дрібно дисперсний шар ЩПС фракції 0 ... 40 мм товщиною 200 мм. Поверх шарів ЩПС укладено полімерну плівку товщиною 0,2 мм з ПВХ. Над плівкою улаштовано плиту підлоги товщиною 200 мм, що армована двома сітками з арматурних дротів періодичного профілю діаметром 10 мм класу А500С із захисним шаром бетону 35 мм з бетону класу В30. Крок стрижнів – 200 x 200 мм. Плита має мікроармування базальтовою фіброю з вмістом волокон 2 кг/м^3 . Над плитою улаштовано тонкошарове полімерне покриття [1].

При моделюванні ґрунтова основа задана коефіцієнтами жорсткості, які раціонально обчислювати за допомогою модуля «Liga-Ґрунт» по результатам інженерно-геологічних вишукувань. Жорсткості основи поблизу колон та всередині прольоту відрізняються за рахунок неоднорідності ґрунтових умов. Поблизу колон, за рахунок підосви стовпчастих фундаментів самої будівлі, жорсткість основ вища. Жорсткість основи у між колонному просторі – нижча. Для наведених вище ґрунтових умов та проектної ситуації коефіцієнти пружної основи для між колонного простору, обчислені за методикою [6], становлять $C_1 = 406 \text{ (т/м}^2\text{) / м}$; $C_2 = 101 \text{ т/м}$. Оскільки, згідно з проектом, від верхнього обрізу плити фундаментів до нижнього обрізу плити підлоги усього 28 см, можна вважати, що в зоні силових колон будівлі та, відповідно, плити їх стовпчастих фундаментів, плита підлоги знаходиться на абсолютно не стискаємій поверхні.

За проектом плита підлоги розділена на карти деформаційними швами, всередині карти подрібнені усадочними швами.

Деформаційні шви пронизують плиту знизу догори. Усадочні шви розрізають верхнє армування плити підлоги. Прийнята схема нарізання деформаційних швів – прямокутна, усадочних – у вигляді паралелограмів. Розміри усадочних комірок 6 x 5,75 м. Фрагмент схеми нарізання швів показаний на рис. 2.

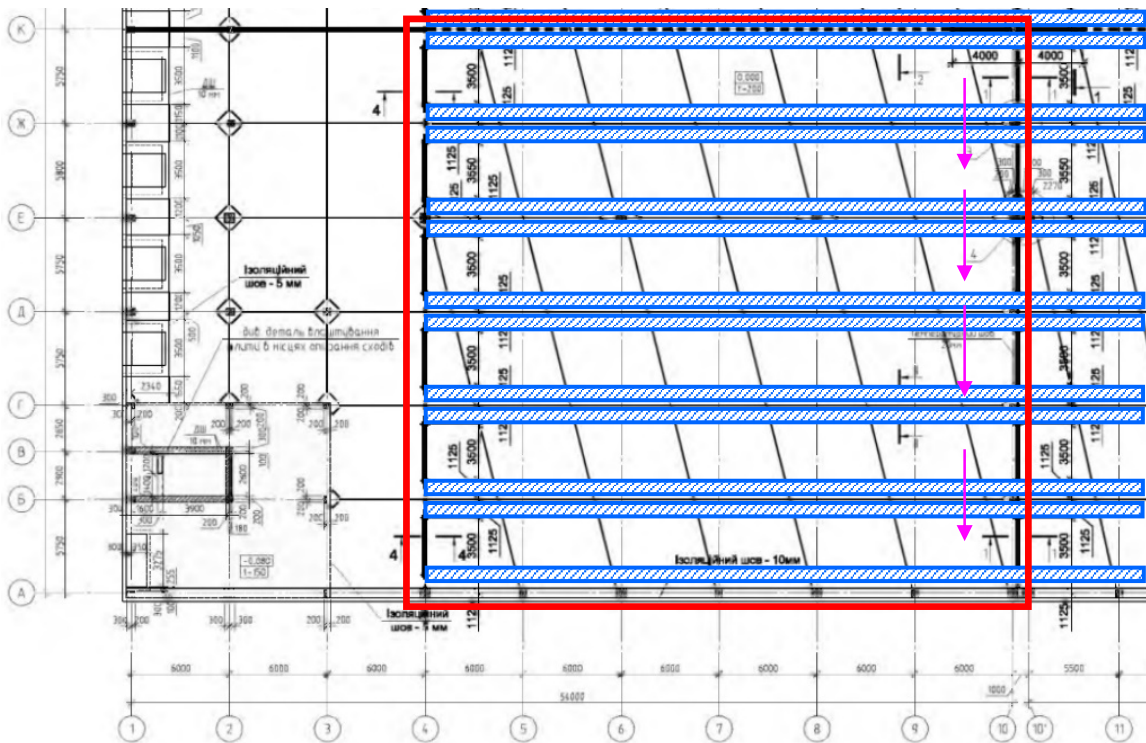


Рисунок 2 – Фрагмент проектної схеми нарізання швів у підлозі будівлі в осях «А-К»-«1-11». Синіми смугами показано місця улаштування стелажів, червоним – незалежна карта підлоги, рожевими стрілочками – місце технологічного сервісного проходу у стелажів.

Незалежний фрагмент підлоги, що може розглядатися для моделювання, який з усіх боків обмежений деформаційними швами, знаходиться в осях «А-К»-«4-10» (виділено на рис. 2 червоним прямокутником). Фактичний розмір карти підлоги, що розглядається близько 36 × 36 м. Згідно з проектними даними плита розрахована на еквівалентний тиск $p_{equiv} = 15 \text{ кПа}$.

Необхідно виконати перевірку надійності плити підлоги під проектні навантаження, які зібрані у таблиці 1, за схемою прикладання впливів від стелажів, зображеною на рис. 2.

Конструктивно підшва однієї ніжки стелажів являє собою прямокутник розміром 200×200 мм. Площа опори – $A_1 = 0,04 \text{ м}^2$. Тому зосереджені впливи при моделюванні раціонально замінити тисками на опорні п'яти стелажів: $p_{21n} = P_{21n} / A_1 = 40 / 0,04 = 1,0 \text{ (МПа)}$; $p_{22n} = P_{22n} / A_1 = 51 / 0,04 = 1,28 \text{ (МПа)}$; $p_{23n} = P_{23n} / A_1 = 80 / 0,04 = 2,0 \text{ (МПа)}$. Вказані тиски, особливо від повністю завантажених стелажів, є достатньо великими, однак не перевищують контактну міцність бетону В30 (С25/30).

Розрахунок напружено-деформованого стану фрагмента силової підлоги виконаний шляхом деталізованого моделювання у вигляді тривимірної моделі за допомогою програмного комплексу «Ліра-САПР», що є комп'ютерною системою для структурного аналізу та проектування. Теоретичною основою використаної програми є метод скінчених елементів. Реалізований варіант методу скінчених елементів використовує принцип можливих переміщень.

Модель промислової підлоги прийнята у вигляді просторової системи, що складається із пластинчастих елементів, які імітують роботу самої підлоги та основи, яка змодельована коефіцієнтами постелі. Товщина пластинчастих скінчених елементів прийнята у відповідності до конструктивної схеми підлоги – 200 мм.

Характеристики пластинчастих основних елементів моделі. Модуль пружності конструктивних елементів підлоги знижуємо, в бік запасу, згідно з рекомендаціями методичної літератури. Оскільки

згідно з проектною документацією плита запроєктована з бетону класу В30 (С25/30), прийнятий у моделі приведений модуль пружності: $E_{30} = 0,6 \cdot E_{cd}(В30) = 0,6 \cdot 25 \cdot 10^9 = 15 \cdot 10^9 \text{ Па}$.

Коефіцієнт Пуассона для всіх пластинчастих елементів $\nu = 0,2$ [8, п. 3.1.2.3], густина $R_0 = 2,5 \text{ т/м}^3$. Крок дискретизації пластинчастої моделі – 100 x 100 мм.

При розрахунку по 1-й групі граничних станів використовувались розрахункові навантаження, по 2-й групі граничних станів – експлуатаційні.

Скінчено елементна модель силової плити підлоги в осях «А-К»-«4-10» показана на рис. 3.

Стрілочками показані місця зосереджених впливів від ніжок стелажів.

Синім кольором – місця улаштування силових колон, та, відповідно, умовно абсолютно не деформованого ґрунту основи.

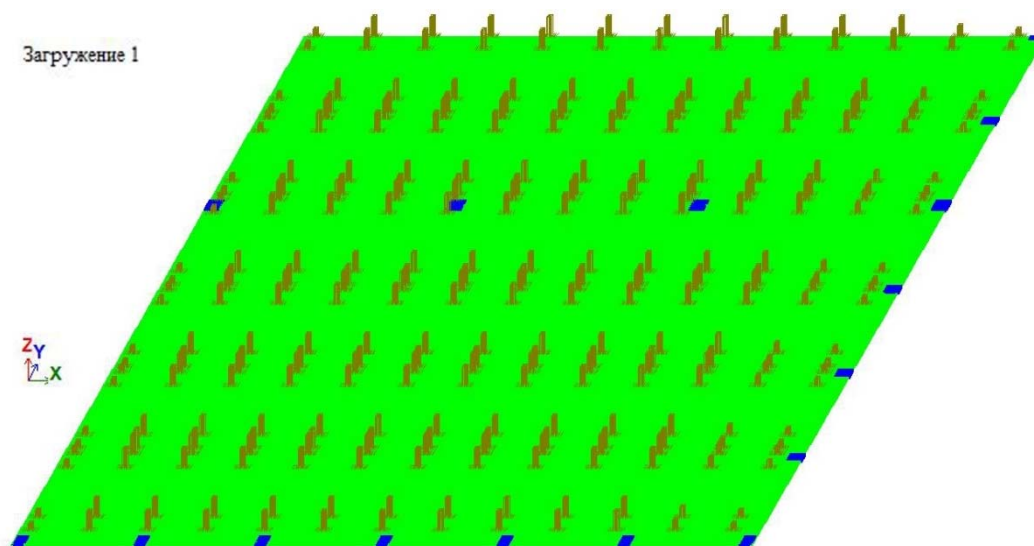


Рисунок 3 – Тривимірне відображення скінчено-елементної моделі розрахункового фрагмента підлоги.

Характеристики бетону і арматури плити підлоги, взяті з [8, табл. 2.1, табл. 3.1] та [9, табл. 3.4] наведені у табл. 2.

Перевірочні розрахунки залізобетонних конструкцій силової плити підлоги виконано згідно з вимогами [8, п.6.1.1] та [9] за деформаційною методикою, згідно зі спрощеною дволінійною діаграмою деформування бетону за авторською методикою, викладеною у джерелах [10] та [11].

Результати програмного розрахунку для найгіршої схеми завантажень від розрахункових та експлуатаційних впливів відповідно наведені на рис. 4.

Таблиця 2

Міцнісні та деформаційні характеристики бетону і арматури плити силової підлоги.

№	Характеристика	Матеріал, значення величини	Характеристика	Матеріал, значення величини
1	Бетон	В30 (С25/30)	Арматура	А500, марка 25Г2С
2	$f_{ck,prism}$, МПа	22	f_{yk} , МПа	500
3	f_{cd} , МПа	17	f_{yd} , МПа	434 (при $\sigma < 25 \text{ мм}$)
4	f_{ctm} , МПа	2,6	f_{ywd} , МПа	$= 0,8 \times f_{yd} = 347$
5	$f_{ctk, 0,05}$, МПа	1,8		
6	$\epsilon_{c3,cd}$, ‰	0,68	ϵ_{ud}	0,02
7	$\epsilon_{cu3,cd}$, ‰	3,00		
8	E_{cd} , ГПа	25	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
	γ_c	1,3	γ_s	1,15

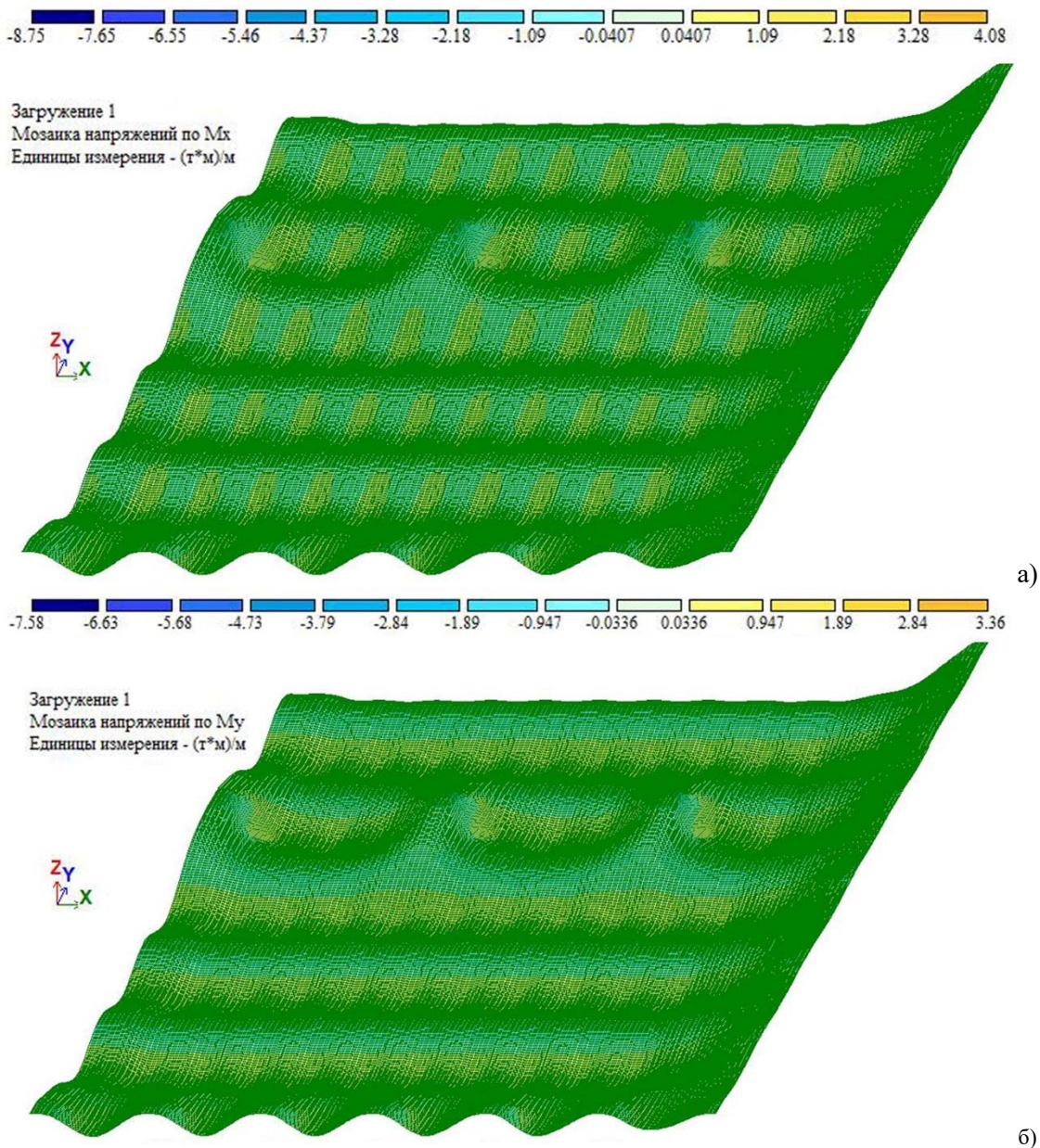


Рисунок 4 – Результати розрахунку згинальних моментів у плиті підлоги при невідгдній схемі завантажень (повне навантаження від стелажів), тм/м.п.: а – M_x ; б – M_y .

У плиті підлоги, враховуючи ґрунтові умови, виникають нерівномірно розподілені по довжині згинальні моменти інтенсивністю:

$$M_x = (+40,8 \dots -87,5) \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}; M_y = (+33,6 \dots -75,8) \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$$

Цікаво, що значення згинальних моментів, які обчислені за спрощеною методикою за еквівалентним тиском, $p_{equiv} = 15 \text{ кПа}$, мають набагато менші екстремальні значення:

$$M'_x = (+10,3 \dots -39,3) \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}; M'_y = (+11,3 \dots -41,2) \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$$

Отже, модель з еквівалентним рівномірно розподіленим тиском не адекватно відображає реальну роботи підлоги під навантаженням і, у подальшому, не розглядається.

Концентрації згинальних моментів у верхній зоні (M_x та M_y зі знаком «мінус») розташовані у фрагментах плити поблизу силових колон будівлі. Запроектована силова плита товщиною 200 мм не зможе сприйняти такі великі від'ємні згинальні моменти, навіть, у випадку потужного армування. Тому, в місцях концентрації нормальних напружень у верхній зоні плити мають бути здійснені конструктивні заходи зі зменшення внутрішніх напружень розтягу у верхній зоні плити. Отже, поблизу

колон по осях «А», «10» проектними рішеннями слід передбачити нарізання швів, що відокремлять верхнє робоче армування підлоги від напруженої зони.

Відкинувши концентратори напружень поблизу несучих колон будівлі, які ліквідуються улаштуванням розрізки верхньої арматури, отримуємо новий розподіл згинальних моментів та поперечних сил. Розрахункові значення згинальних моментів у плиті підлоги без урахування концентраторів: $M_x = (+40,8...-49,1) \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$; $M_y = (+33,6...-34,9) \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$. Розрахункові значення поперечних сил, які беруться максимальними за модулем, дорівнюють: $|Q_{x \max}| = 212 \text{ кН} / \text{м.п.}$; $|Q_{y \max}| = 168 \text{ кН} / \text{м.п.}$. Ці значення беремо для подальшої аналітичної перевірки плити підлоги за граничними станами.

Проектне рішення фрагмента підлоги показано на рис. 5.

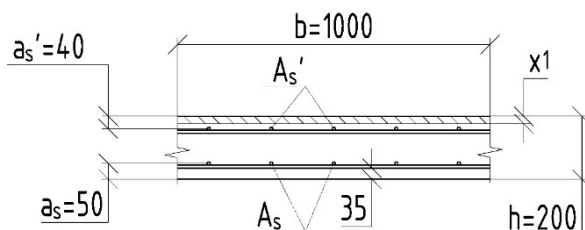


Рисунок 5 – Розрахунковий переріз умовного фрагмента плити силової підлоги при роботі на пролітний момент (проектне рішення).

На 1 м.п. плити підлоги товщиною $h = 200 \text{ мм}$ припадає 5 арматурних стрижнів діаметром 10 мм класу А500С, улаштованих з кроком 200 мм, площа стрижнів на 1 м.п. довжини – $A_s = A_s' = 392 \text{ мм}^2$. Захисний шар $\sim 35 \text{ мм}$ до верхнього та нижнього армування. Відповідно, відстань від центра ваги розтягнутого нижнього робочого армування до нижнього обрізу плити складає $a_s = 50 \text{ мм}$. Відстань від центра ваги розтягнутого нижнього робочого армування до верхнього обрізу плити складає $a_s' = 40 \text{ мм}$. Згідно з проектними даними поперечне армування плити відсутнє.

Вибираємо розрахунковий фрагмент плити по більшому згинальному моменту для нижньої зони умовною довжиною 1 м $M_{x, \max} = 40,8 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м.п.}$

Відстань від центра ваги розтягнутої арматури до найбільш стиснутої точки перерізу $d = h - a_s = 200 - 50 = 150 \text{ (мм)}$. Розрахункове значення опору розтягу арматури А500С (табл. 2).

Відносні деформації видовження арматури на межі текучості визначаємо за формулою (1):

$$\varepsilon_{s,0} = f_{yd} / E_s, [-]; \quad (1)$$

Підставляючи відомі величини у (1) отримуємо: $\varepsilon_{s,0} = 434 / 2,1 \cdot 10^5 \approx 207 \cdot 10^{-5}$.

Визначаємо граничну висоту стиснутої зони бетону за формулою (2):

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s,0}}, [\text{мм}], \quad (2)$$

Підставляючи відомі величини у (2) отримуємо:

$$x_{1,u} = \frac{150 \cdot 300 \cdot 10^{-5}}{(300 + 207) \cdot 10^{-5}} = 88 \text{ (мм)}.$$

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою (3):

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}}, [-] \quad (3)$$

Підставляючи відомі величини у (3) отримуємо:

$$\lambda = \frac{(300 - 68) \cdot 10^{-5}}{300 \cdot 10^{-5}} = 0,773.$$

Максимальне зусилля, яке може сприйняти розтягнута арматура (її міцність):
 $f_{yd} \cdot A_s = 434 \cdot 10^3 \cdot 392 \cdot 10^{-6} = 170$ (кН).

Перевіряємо достатність армування промислової силової підлоги мінімальним конструктивним вимогам. Площа перерізу розрахункового фрагмента, зображеного на рис. 5:
 $A_c = b \cdot d = 1000 \cdot 150 = 150\,000$ (мм²).

З умов мінімального армування, коефіцієнт армування ρ повинен бути не меншим 0,2%, формула (4):

$$\rho = (A_s / A_c) \cdot 100\% \geq \rho_{\min} = 0,2\%. \quad (4)$$

Підставляючи відомі величини отримуємо:

$$(\rho = (392 / 150\,000) \cdot 100\% = 0,26\%) > (\rho_{\min} = 0,2\%).$$

Умову виконано. Кількість розтягнутого стрижневого армування нижньої зони плити силової достатня з мінімальних конструктивних вимог.

Визначаємо фактичну висоту стиснутої зони бетону без урахування верхнього армування, формула (5):

$$x_1 = \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_s}{(1 + \lambda) \cdot b \cdot f_{cd}}, [m]. \quad (5)$$

Підставляючи відомі величини у (5) отримуємо:

$$x_1 = \frac{2 \cdot 434 \cdot 10^3 \cdot 392 \cdot 10^{-6}}{(1 + 0,773) \cdot 1,0 \cdot 17 \cdot 10^3} = 0,011(m).$$

$$(x_1 = 0,011m) < (x_{1,u} = 0,088m).$$

Умову виконано. Переріз заармовано раціонально. Несуча здатність небезпечного розрахункового перерізу плити промислової підлоги встановлюється по розтягнутій арматурі.

$(x_1 = 0,011m) < (a_s' = 0,04m)$. Верхнє армування плити пролітного перерізу не приймає участь у роботі бетону та є розтягнутим.

Граничне значення згинального моменту, який може сприйняти переріз розрахункового фрагмента плити підлоги шириною 1 м по нижній арматурі визначаємо за формулою (6):

$$M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x_1 \cdot (1 + \lambda + \lambda^2)}{3 \cdot (\lambda + 1)} \right), \left[\frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}} \right] \quad (6)$$

Підставляючи відомі величини у (6) отримуємо:

$$M_u = 392 \cdot 10^{-6} \cdot 434 \cdot 10^3 \cdot \left(0,15 - \frac{0,011 \cdot (1 + 0,773 + 0,773^2)}{3 \cdot (0,773 + 1)} \right) = 24,69(\text{кН} \cdot \text{м} / \text{м})$$

$$(M_{x, \max} \cdot \gamma_n = 40,8 \cdot 1,1 = 44,9 \text{ кН} \cdot \text{м}) > (M_u = 24,69 \text{ кН} \cdot \text{м}).$$

Умову міцності не виконано. Умовний переріз смуги силової підлоги, що розглядається, перевантажений. Коефіцієнт використання перерізу 1,82. Розрахунки, виконані за цим алгоритмом для верхнього проектного армування, також, засвідчують про його перевантаження. Аналогічна ситуація спостерігається і з армуванням у напрямку 0у для верхнього та нижнього проектного армування. Необхідно збільшити товщину плити підлоги та проектне армування плити.

Перебором можливих варіантів товщин силової плити підлоги та його армування знайдено раціональний варіант підсилення, який полягає у збільшенні товщини плити до 220 мм, збільшення регулярного армування плити з 10 мм до 12 мм класу А500С, яке слід улаштувати із кроком 150 мм. Захисний шар армування рекомендується зменшити до 32 мм. Коефіцієнт використання перерізу при цьому для різних варіантів завантажень знаходиться у межах 0,8...0,98. Рекомендований переріз плити, який задовольняє умови граничних станів першої та другої груп [5, 6, 8, 9, 12], показаний на рис. 6.

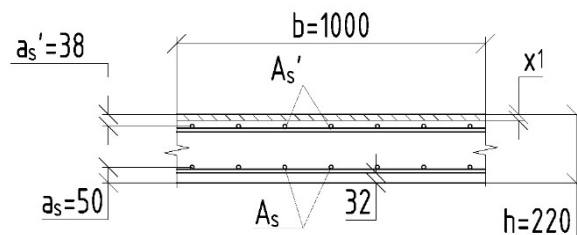


Рисунок 6 – Пропонований переріз і армування умовного фрагмента плити силової підлоги.

Результати розрахунку напружено-деформованого стану промислових підлог за запропонованою методикою корелюють з результатами сучасної світової інженерної практики [13].

Висновки

Набув подальшого розвитку метод оцінки надійності та ефективності конструкцій промислових підлог в умовах впливів багаторівневих стелажів, які створюють великі зосереджені навантаження на локальних ділянках.

1. Запропоновано методику моделювання силової промислової підлоги з урахуванням конструктивних особливостей складських систем.
2. На конкретному прикладі розроблено скінчено-елементні модель напружено-деформованого стану силової підлоги під дією комплексу постійних та тимчасових навантажень з урахуванням проектних ґрунтових умов, розташування фундаментних елементів та особливостей обпирання стелажних систем.
3. Доведено, що класичні методи моделювання впливів від стелажів рівномірно розподіленим по площі еквівалентним тиском не відображають реальної роботи конструкції. Доведено, також, що розгляд роботи силової підлоги у вигляді плити на умовно пружній поверхні без урахування зміни ґрунтових умов в зоні фундаментів будівлі, також, призводить до значних помилок при підборі армування.
4. Виконано перевірку проектного армування, підбраного за результатами класичних розрахунків за деформаційною методикою для залізобетонних конструкцій. Виявлено, що проектне армування плити підлоги товщиною 200 мм з бетону В30 (два ряди сіток з арматурних дротів діаметром 10 мм класу А500С, крок 200 мм, не задовольняє умов міцності силової підлоги під дією зосереджених впливів.
5. Перебором конструктивних варіантів виявлено раціональний спосіб армування (два ряди сіток з дротів діаметром 12 мм класу А500С, які слід улаштувати з кроком 150 мм) та оптимальну товщину (220 мм) силової підлоги.
6. Поблизу колон по осях «А», «10» та поблизу колон будівлі в інших подібних місцях, проектними рішеннями слід передбачити нарізання швів, що відокремлять верхнє робоче армування підлоги від напруженої зони.
7. Для зменшення інтенсивності армування рекомендується зменшити розміри карт підлоги нарізанням додаткових деформаційних швів. Раціональний розмір карти не повинен перевищувати 20 × 20 м, що набагато менше фактичного проектного розміру карт – 36 × 36 м.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ГБН В.2.3-37641918-557:2016. Автомобільні дороги. Дорожній одяг жорсткий. Проектування. К., МінІнфраструктури України, 2016. – 71 с. – (Галузеві будівельні норми України).
2. Угрімов С.В. Моделювання напружено-деформованого стану шаруватих ортотропних пластин на пружній основі / С. В. Угрімов, Ю. М. Тормосов, В. А. Куценко, І. В. Лебединець // Східно-Європейський журнал провідних технологій – 2014. – № 5(7). – С. 4– 9. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vejpte_2014_5%287%29__2

3. ДСТУ EN 15635:2016. Експлуатування та технічне обслуговування складського устаткування. Системи складські стаціонарні сталеві. [Чинний від 2017-10-01] – 45 с. – (Національні стандарти України).
4. ДБН В.1.2.-:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [На заміну СНиП 2.01.07-85 (крім розділу 10)]. [Чинний від 2007-01-01] – К. : Мінбуд України, 2006. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінбуд України, 2009. – 37 с. – (Державні будівельні норми України).
6. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. - [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 161 с. – (Державні будівельні норми України).
7. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий. ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 57 с. – (Будівельні норми і правила).
8. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Національні стандарти України).
9. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: [Чинний від 2011-06-01]. - К: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національні стандарти України).
10. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010) Частина 1. Розрахунок за I групою граничних станів. – К.: КНУБА, 2017, – 168 с.
11. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Попов В.О. Основи проектування елементів залізобетонного каркасу багатопверхової будівлі. Курсове та дипломне проектування. Навчальний посібник. – К. КНУБА, 2018, - 191 с.
12. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Введ. З 1 січня 2007 р. на заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85. К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с.
13. Chen, W. A selective review on recent development of displacement-based laminated plate theories [Text] / W. Chen, Z. Wu // Recent patents on mechanical engineering. – 2008. – Vol. 1, Issue 1. – P. 29–44. doi:10.2174/2212797610801010029

REFERENCES

1. GBN V.2.3-37641918-557:2016. Avtomobil'ni dorohy. Dorozhniy odyah zhorstkyu. Proektuvannya. K., MinInfrastruktury Ukrayiny, 2016. – 71 s. – (Haluzevi budivel'ni normy Ukrayiny).
2. Uhrimov S.V. Modelyuvannya napruzhenno-deformovanoho stanu sharuvatykh ortotropnykh plastyn na pruzhniy osnovi / S. V. Uhrimov, YU. M. Tormosov, V. A. Kutsenko, I. V. Lebedynets' // Skhidno-Yevropeys'kyu zhurnal providnykh tekhnolohiy – 2014. – № 5(7). – S. 4– 9. – Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vejpte_2014_5%287%29_2
3. DSTU EN 15635:2016. Ekspluatuvannya ta tekhnichne obsluhovuvannya sklads'koho ustatkuvannya. Systemy sklads'ki statsionarni stalevi. [Chynnyy vid 2017-10-01] – 45 s. – (Natsional'ni standarty Ukrayiny).
4. DBN V.1.2.-:2006. Navantazhennya i vplyvy. Normy proektuvannya. [Na zaminu SNyP 2.01.07-85 (krim rozdil 10)]. [Chynnyy vid 2007-01-01] – К. : Minbud Ukrayiny, 2006. – 71 s. – (Derzhavni budivel'ni normy Ukrayiny).
5. DBN V.1.2-14-2009. Zahal'ni pryntsyipy zabezpechennya nadiynosti ta konstruktyvnoyi bezpeky budivel', sporud, budivel'nykh konstruksiy ta osnov. K.: Minbud Ukrayiny, 2009. – 37 s. – (Derzhavni budivel'ni normy Ukrayiny).
6. DBN V.2.1-10-2018. Osnovy i fundamenti budivel' ta sporud. Osnovni polozhennya. - [Chynnyy vid 2019-01-01]. – К.: Minrehion Ukrayiny, 2018. – 161 s. – (Derzhavni budivel'ni normy Ukrayiny).
7. SNiP 2.09.03-85. Constructions of industrial enterprises. CИTP Gosstroy USSR, 1986. - 57 p. - (Busive norms and rules).
8. DBN V.2.6-98:2009. Betonni ta zalizobetonni konstruksiyi. Osnovni polozhennya. [Chynnyy vid 2011-06-01]. – К.: Minrehionbud Ukrayiny, 2011. – 71 s. – (Natsional'ni standarty Ukrayiny).
9. DSTU B V.2.6-156:2010. Betonni ta zalizobetonni konstruksiyi z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannya: [Chynnyy vid 2011-06-01]. - K: Minrehionbud Ukrayiny, 2011. – 118 s. – (Natsional'ni standarty Ukrayiny).
10. Voytsekhivs'kyi O.V., Zhuravs'kyi O.D., Bayda D.M. Rozrakhunok zalizobetonnykh konstruksiy z vykorystannyam sproshchenykh diahram deformuvannya materialiv (za DSTU B.V.2.6-156:2010) Chastyna 1. Rozrakhunok za I hrupoyu hranychnykh staniv. – К.: KNUBA, 2017, – 168 s.
11. Voytsekhivs'kyi O.V., Zhuravs'kyi O.D., Popov V.O. Osnovy proektuvannya elementiv zalizobetonnoho karkasu bahatopoverkhovoyi budivli. Kursove ta dypломne proektuvannya. Navchal'nyy posibnyk. – К. KNUBA, 2018, - 191 s.
12. DSTU B V.1.2-3:2006. Prohyny i peremishchennya. Vymohy proektuvannya. Vved. Z 1 sichnya 2007 r. na zaminu rozdil 10 SNyP 2.01.07-85. К.: Minbud Ukrayiny, 2006. – 10 s.
13. Chen, W. A selective review on recent development of displacement-based laminated plate theories [Text] / W. Chen, Z. Wu // Recent patents on mechanical engineering. – 2008. – Vol. 1, Issue 1. – P. 29–44. doi:10.2174/2212797610801010029

Попов Володимир Олексійович – к.т.н., доцент кафедри будівництва, міського господарства та архітектури. Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, email: v.a.popov.vntu@gmail.com. ORCID 0000-0003-2379-7764

Попова Аліна Володимирівна – магістрант. Факультет хімії, біології та біотехнологій, Донецький національний університет імені Василя Стуса, м. Вінниця, e-mail: alina.popova260702@gmail.com. ORCID 0000-0003-3576-5823

SIMULATION OF THE STRESS-STRAIN STATE OF THE BEARING FLOOR OF THE WAREHOUSE COMPLEX FOR RATIONAL DESIGN

¹Vinnitsia National Technical University

²Vasyl' Stus Donetsk National University

The paper contains the methods of modeling the stress-strain state of the power industrial floor of the warehouse complex intended for storing products on multi-level racks, taking into account the operation of loading and unloading equipment in free space. Have been developed the finite-element model of stress-strain state of the floor under the action of a complex of dead and live loads on the example of a real warehouse complex, taking into account the design soil conditions, the location of the foundation elements and the features of the installation of racking systems. Have been checked the design reinforcement, selected based on the results of classical calculations taking into account the equivalent pressure on the floor, using the deformation method for reinforced concrete structures. Have been found that the design reinforcement of the floor slab does not satisfy the strength conditions of the bearing floor under the action of concentrated influences from racking columns. Have been found a rational method of reinforcement and the optimal thickness of the bearing floor by sorting out the constructive options. Have been developed structure recommendations for mandatory cutting of seams on the floor in the area adjacent to the building's bearing columns. Have been recommended to reduce the size of the floor boards by cutting additional deformation joints to reduce the intensity of reinforcement. The rational size of the floor board should not exceed 20 × 20 m. Have been proved that the replacement of the actual concentrated influences from the columns of the racks by equivalent uniformly distributed pressures does not adequately reflect the performance of the floor structure and leads to false under-reinforcements of the bearing plate and, as a result, insufficient strength of the floor structures.

Key words: industrial power floor, warehouse building, stress-strain condition, racks, soil conditions, limit states.

Popov Volodymyr O. — Ph.D. Docent of department of civil engineering, architecture and municipal economy, Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnitsia national technical university, Vinnitsia city, email: v.a.popov.vntu@gmail.com. ORCID 0000-0003-2379-7764

Popova Alina V. — graduate student, Department of Chemistry, Biology and Biotechnology, Vasyl Stus Donetsk National University, Vinnitsia city, e-mail: alina.popova260702@gmail.com. ORCID 0000-0003-3576-5823