

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Архітектури та інженерних вишукувань

**РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

ОС « МАГІСТР»

На тему: *Цех з ремонту с/г техніки в м.Білопілля*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконав: *студент 2м курсу
Маслов Ілля Сергійович*

Керівник : *д.арх.проф. Височин Іван Андрійович*

Завідувач кафедри: *д.арх.,проф. Височин Іван Андрійович*

СУМИ 2021

Анотація

Маслов Ілля Сергійович. Цех з ремонту с/г техніки в м. Білопілля –
Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2021.

Робота складається *вступу* та трьох розділів: *архітектурно-будівельного, дослідницько-розрахункового, технологічно-організаційного.*

У **вступі** до роботи наведено огляд конструктивних вирішень та переваг обґрунтовано переваги таких сучасних та ергономічних покриттів як плити-структури. Сформульовано **мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.**

Архітектурно-будівельний розділ: розроблені архітектурне, об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі.

Дослідницько-розрахунковий розділ: виконано *аналіз публікацій* та досліджень досвіду вітчизняного та закордонного проектування плоских структурних плит. Вказано, що форма структурної одиниці подібна до форми природніх кристалів, тому очевидно, є ефективною та заслуговує на дослідження. Класифіковано основні типи структур, що застосовуються в будівництві. Розглянуто переваги та недоліки структурних покриттів будівель.

В *основній частині* розділу виконано дослідження, як саме розташування колон, впливають на величини зусиль в усіх елементах структурної плити та в самих опорах (колонах). Змодельовано в ПК Ліра-САПР базову структурну плиту 30x30 м в плані по верхньому поясу. На базі цієї плити створено дві розрахункові моделі.

При першому варіанті моделі прийняте спирання плити в кутах на чотири колони. Крок колон о нижньому поясу – 27 м. При другому варіанті крок колон (відстань між колонами) становить 18,0 м й колони змішені на 4,5 м від краю нижнього поясу всередину структурної плити.

У висновках проаналізовано результати статичного розрахунку моделей структурної плити покриття з різним способом розташування колон. Визначено, що за критерієм металоємність для розглянутих проектних рішень найбільш ефективний другий варіант розташування колон (із зміщенням колон всередину нижнього пояса плити на 4,5 м та з кроком колон 18,0 м).

Технологічно-організаційний розділ:

наведено відомості щодо підготовки об'єкту будівництва та наведено технологію виконання основних будівельних робіт, розроблено технологічну карту на влаштування бетонної підлоги.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

1. Маслов І., Височин І.А., Вплив типу елемента структури на напружено-деформований стан плити покриття/ Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021.

ЗМІСТ

Завдання.....	2
Анотація.....	7
ВСТУП.....	9
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	11
1.1. Ситуаційний план.....	12
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	13
1.2.1 Загальна характеристика будівлі, що проектується.....	14
1.2.2 Основні будівельні показники.....	15
1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.....	16
1.3.1 Фундаменти.....	17
1.3.2 Фундаментні балки.....	17
1.3.3 Колони.....	17
1.3.4 Покриття.....	18
1.3.5 Покрівля.....	18
1.3.6 Стіни.....	19
1.3.9 Перегородки.....	19
1.3.8 Підлоги.....	19
1.3.9 Двері та вікна.....	21
1.3.10 Опоряджувальні роботи.....	22
1.4. Інженерні розрахунки.....	23
1.4.1 Стінове огороження.....	23
1.4.2 Віконне заповнення.....	25
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ.....	27
2.1 Пункт «дослідницько-розрахунковий»	28
2.1.1 Актуальність теми.....	28
2.1.2 Мета, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.....	28
2.1.3 Практичне значення отриманих результатів.....	29
2.1.4 Аналіз публікацій та досліджень, що існують.....	29

2.1.5 Загальні відомості про структурні конструкції.....	30
2.1.6 Способи спирання плит покриття по структурній конструкції.....	34
2.1.7 Схеми обпирання структурних конструкцій.....	35
2.1.8. Розрахункові моделі структурних покриттів.....	39
2.1.9 Результати числового дослідження структурного покриття	49
2.1.10 Висновки з дослідницької роботи.....	65
2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний»	66
2.2.1 Розрахунок осідання фундаменту.....	66
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....	74
3.1. Підготовка об'єкта будівництва.....	75
3.2. Технологічна карта на влаштування бетонних підлог	75
3.2.1 Область застосування.....	75
3.2.2 Технологія влаштування підлог з бетону.....	76
3.2.3 Підрахунок техніко – економічних показників (ТЕП) технологічної карти.....	80
3.2.4 Організація та технологія будівельного процесу.....	81
3.2.5 Техніка безпеки.....	82
3.2.6 Вказівки щодо технічного приймання робіт.....	83
Література.....	84
Додатки	

ВСТУП

Надзвичайно важливою та пріоритетною в політиці нашої держави є аграрна галузь. Україна – житниця Європи. Здавна так вважалося. Тому задача агросектору України і всіх, хто працює на селі – забезпечити якісною, екологічно чистою продукцією спочатку внутрішній продовольчий ринок, в майбутньому й експортувати її за кордон. Задача можновладців, в свою чергу – забезпечити гідні умови праці та життя всім, хто працює на селі, бо без села немає держави й продовольчої безпеки країни.

Використання під час сільськогосподарських робіт високоякісної техніки – одна із запорук якісної продукції, економія коштів, людських ресурсів, дотримання норм посіву й збирання врожаю.

Промислова будівля, що проектується, розташована в районному центрі Сумської області – в м. Білопілля Сумської області. Нині, як і завжди, актуальним є питання розбудови та відновлення аграрного комплексу держави. Без сучасної досконалої сільгосптехніки та новітніх технологій подальший розвиток аграрного виробництва є сумнівним.

Тому тема даної роботи є актуальною, своєчасною.

Цех по ремонту сільгосптехніки, що проектується, є частиною комплексу споруд сільгосп підприємства.

Виробнича будівля призначена для ремонту обладнання та механізмів, що застосовуються в аграрному виробництві – комбайни, трактори, сівалки та ін.

Будівля складається з наступних функційних ділянок: відділення з ремонту причіпного навісного обладнання, відділення з ремонту електрообладнання, відділення з ремонту ходової частини, відділення комплектуючих, склад комплектуючих, тамбур, токарне приміщення, відділення стендів збірки-розбірки, слюсарна майстерня, кімната відпочинку, кімната персоналу.

При будівництві цеху з ремонту с/г техніки використовуються сучасні будівельні матеріали та методи, які зменшують терміни будівництва та збільшують витривалість конструкцій споруди. Високий рівень якості робіт досягається за рахунок використання якісних матеріалів, технологічно вірного

виконання послідовності робіт, наведених зокрема в технологічній карті, застосування сучасної технології влаштування бетонних підлог.

До того ж обґрунтоване рішення вибору матеріалів дає змогу отримати економію коштів при зведенні та значно скоротити термін будівництва.

РОЗДІЛ 1.
АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ

1.1. Ситуаційний план

Об'єкт, що проектується, є окремо розташованою сбудованою, яку розташовано майже на адміністративній межі м. Білопілля, в кінці вул. Соборної.



Рис. 1.1 Ситуаційний план

Доставка робітників до майданчика здійснюється комунальним транспортом міста.

Будмайданчик сплановано. Позачки поверхні варіюються від 129,5м до 131,0 м. Глибина промерзання ґрунту – 1,2 м .

Особливих умов – не виявлено.

Навколо будівлі передбачене асфальтове вимощення на щобеновій основі шириною 1,2 м. Територія на генплані розбита під виробничу ділянку, так, щоб технологічні шляхи були мінімальними й в процесі виробництва не

заважали один одному. На території підприємства передбачені гараж для сільськогосподарської техніки, є також склад комплектуючих та запчастин. Шляхи для автомобілів – асфальтобетонні, шириною 6 м. Пішохідні доріжки викладені з асфальтобетонного покриття, шириною 2,25 м та відокремлені бордюрами.

По завершенню будівництва буде здійснено планування території та водовідведення поверхневих вод. В подальшому планується озеленення території (висівання трав, насадження декоративних дерев). Декоративні дерева – каштан, береза, липа та клен. Кущові насадження – барбарис, жасмін, бузок.

Проектуються підземні інженерні мережі. Це електрокабель й зв'язковий кабель зв'язку. Кабель прокладається по естакадах, що вже існують. Для забезпечення функціонування об'єкту в період його зведення мають місце автомобільні під'їзди з асфальтобетону (в 2 шари та $h = 0,07 \div 0,10$ м) й з щебеню ($h = 0,08 \div 0,10$ м).

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Нові високі стандарти при зведенні будівель обґрунтовують необхідність та доцільність застосування при зведенні ремонтного цеху сучасних високоякісних будівельних матеріалів, сучасних технологій ведення будівельно-монтажних робіт.

Об'ємно-планувальні рішення цеху не суперечать вимогам ДСТУ [28], тому всі технологічні процеси, які будуть здійснюватися в ньому, відбуватимуться в умовах повної узгодженості та не заважатимуть одне одному.

Об'ємно-планувальне рішення цеху з ремонту с/г техніки розроблене на основі:

- технологічного планування;

- вимог генплану, теплопостачання, водопостачання й каналізації, електротехнічного постачання;
- звіту про інженерно-геологічні вишукування.
- оптимального використання виходячи з його розмірів і конфігурації;
- організації чіткого функціонального зонування й зручного транспортного зв'язку;
- забезпечення нормативних вимог з організації шляхів евакуації у випадку виникнення пожежі;
- забезпечення архітектурно-просторової виразності комплексу;
- забезпечення сучасних вимог з енергозбереження й економічності подальшої експлуатації комплексу.

1.2.1 Загальна характеристика будівлі, що проектується

Цех являє собою будівлю в плані з розмірами 120,9 × 60 м в осях і висотою до низу несучих конструкцій покриття 7,05 м.

Цех з ремонту сільськогосподарської техніки є окремо розташованою спорудою на території комплексу сільськогосподарського виробничого об'єднання.

Будівля цеху по ремонту сільськогосподарської техніки відноситься до споруд IV класу; ступінь довговічності – IV [30].

Будівля забезпечена мережею інженерного та санітарно-технологічного устаткування.

В якості конструкції покриття прийнята сталева структурна плита. Основні конструктивні елементи вирішені як:

- фундаменти під сталеві колони, на які спирається структура – стовпчасті залізобетонні;
- фундаменти під з/ колони, на які влаштовано підкранові балки - з/б стаканного типу
- стіни прийнято із сендвіч-панелей
- покрівля – профільований сталевий настил.

Враховуючи вимоги нормативних документів ДСТУ [28] будівлю проектуємо прямокутної форми (розмірами в крайніх осях 102,9× 60 м, одноповерховою з висотою поверху 7,0 м).

Будівля складається з наступних функційних ділянок: відділення з ремонту причіпного навісного обладнання, відділення з ремонту електрообладнання, відділення з ремонту ходової частини, відділення комплектуючих, складу комплектуючих, токарних приміщень, слюсарної майстерні, відділення стендів збірки-розбірки, тамбурів, кімнати відпочинку та кімнати персоналу.

1.2.2 Основні будівельні показники

В таблиці 1.1 наведена експлікація приміщень об'єкту.

Таблиця 1.1 Експлікація приміщень

Номер приміщення	Назва	Площа, м ²
1	Відділення з ремонту причіпного навісного обладнання	320,57
2	Відділення з ремонту електрообладнання	215,55
3	Відділення з ремонту ходової частини	194,4
4	Кімната відпочинку	33,1
5	Відділення комплектуючих	381,8
6	Склад комплектуючих	86,2
7	Тамбур	70,4
8	Токарне приміщення	126,2
9	Кімната персоналу	101,4
10	Відділення стендів збірки - розбірки	380,31
11	Слюсарна майстерня	46,3

Основні будівельні показники наведено в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 ТЕП будівлі

Назва показника	Одиниця виміру	Значення
Площа забудови	м ²	7254
Об'єм будівлі	м ³	50 778
Робоча площа	м ²	6813
Допоміжна площа	м ²	441
Корисна площа	м ²	6813

1.3 Архітектурно-конструктивне рішення

Архітектурне вирішення будівлі виконане з урахуванням технологічних процесів та конструктивного вирішення будівлі. Приміщення запроектовані з урахуванням технологічних процесів, умов експлуатації та санітарно-гігієнічних вимог.

Фасади мають єдине кольорове вирішення (колір сендвіч-панелей – "Синя вода").

Конструктивне вирішення будівлі ґрунтується на об'ємно-планувальному рішенні будівлі. Враховано також розташування технологічного обладнання.

Будівля має в'язевий каркас з сіткою колон 6 × 18 м. Забезпечено жорсткість в просторі та стійкість елементів каркасу. Ці фактори забезпечуються встановленням металевих хрестоподібних зв'язків, просторової решітчастої конструкції покриття. Колони, на які спирається структура покриття, прийняті сталеві трубчатого перерізу.

Для кріплення огорожуючих стінових сендвіч-панелей прийняті фахверкові колони з прокатного двотавру №20.

Для підвісного кранового обладнання Q= 3,2 т прийняті залізобетонні колони перерізом 400×400 мм.

Структура покриття прийнята індивідуального виготовлення із сталі, така, що складається з восьми однакових відправних марок розмірами

27,0×27,0 м. В якості покриття будівлі використовуються профільований настил.

Запроектовано горизонтальну гідроізоляцію по верхній площині фундаментних балок. Гідроізоляція являє собою розчин складу 1:2 та одного шару гідроізолу на бітумній мастиці.

1.3.1 Фундаменти

Фундаменти під колони сталеві трубчатого перерізу діаметром 400 мм прийняті монолітні бетонні ступінчасті розміром в плані 2100×2400 мм із бетону класу С 16/20.

Фундаменти, що запроєковано під колони прокатного стінового фахверку, прийняті монолітними одноступінчатими з розміром в плані 1000 × 1000 мм.

Фундаменти під залізобетонні колони перерізом 400×400 мм прийняті залізобетонними старанного типу з розмірами в плані 2100×2100 мм.

Фундаменти під внутрішню цегляну перегородку товщиною 250 мм прийняті монолітними залізобетонними стрічковими із класу бетону С16/20 шириною 450 мм.

Підготовка під фундаменти, що стоять окремо, бетонна, класу В 3,5.

Основою для фундаментів є непросадочна супісь. Ґрунтові води хімічно не агресивні – на глибині 14 м від поверхні ґрунту.

1.3.2 Фундаментні балки

Фундаментні балки за серією ФБ 421-98, балки влаштовують під цокольні ділянки стін із цегли на шар цементно-піщаного розчину 1:2 товщиною 30 мм.

1.3.3 Колони

Колони сталеві (рис. 1.3), на які спирається сталева структура покриття за серією 1.823.1. трубчатого перерізу діаметром 426 мм (товщина стінки 12 мм).

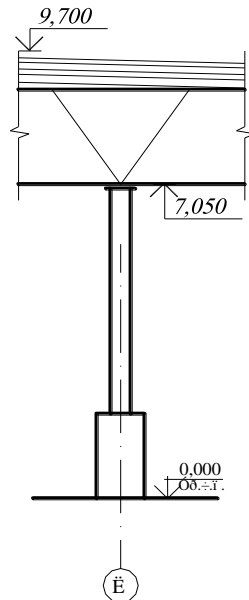


Рис. 1.3 Колони трубчатого перерізу

1.3.4 Покриття

Покриття прийняте в вигляді сталеві структури, відправна марка якої зображена на рис. 4.1.

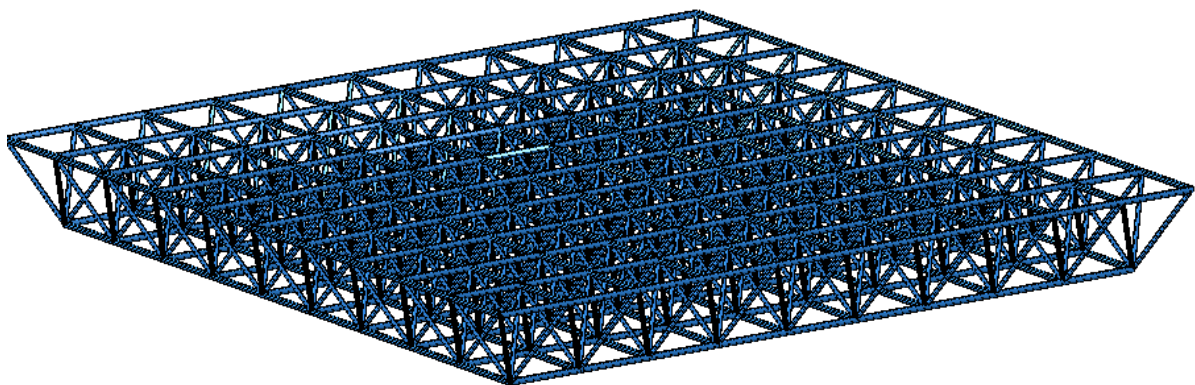


Рис.1.4 Відправний елемент сталеві структури покриття

1.3.5 Покрівля

В якості покрівлі будівлі прийнятий профільований сталевий настил. Як пароізоляцію запроєктовано шар руберойду на бітумній мастиці. Утеплювач – мінераловатні плити з $\gamma=300 \text{ кг/м}^3$. Поверх утеплювача в якості гідроізоляції влаштовується наплавляємий евроруберойд «Акваізол» [33].

1.3.6 Стіни

Зовнішні стіни в будівлі запроектовані з легких трьохшарових стінових панелей типу „сендвіч” фірми „Веста Парк”, що являють собою металеві обшивки з двох сторін, між якими знаходиться теплоізолююча серцевина, виконана із мінераловатних плит чи поропластів (пінополістиролу, пінополіуретану) – рис. 1.5. Ділянки цокольних стін мають висоту 900 мм. Вони виконані з цегли глиняної звичайної марки 75 на розчині з цементу та піску марки 25.



Рис. 1.5. Структура покрівельних панелей

1.3.7 Перегородки

Внутрішні перегородки запроектовані товщиною 120 мм та товщиною 250 мм із звичайної глиняної цегли марки 75 на розчині М25.

Перегородки товщиною 250 мм армують проволокою, а в місцях стику перегородок між собою в шви закладають петлі з проволоки або штирі.

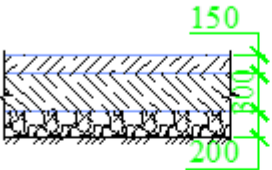
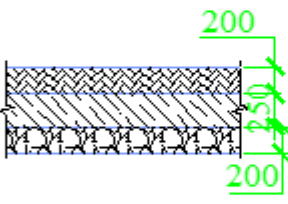
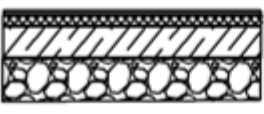
1.3.8 Підлоги

В цій будівлі прийняті підлоги трьох типів :

- 1) бетонні (виробничі ділянки);
- 2) з дерев'яної шашки (слюсарні майстерні);
- 3) лінолеумні (в приміщеннях, де перебувають люди).

Підлоги влаштовують по ґрунту основи. Зворотною засипку ґрунту під підлоги виконують глинистими породами з пошаровим ущільненням. Підлоги виконують по вирівняній та утрамбованій поверхні. Підлоги запроектовані відповідно до технологічних, санітарно-гігієнічних вимог. Експлікацію підлог наведено в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (найменування, товщина, основа та ін.), мм	Площа м ²
Всі виробничі ділянки та приміщення, окрім зазначених в пп. 2.3	1		Мозаїчне шліфоване покриття з бетону С 16/20 Підстилаючий шар із бетону В7,5, шар щебеню политого бітумом, ґрунт основи з втрамбованим щебенем фракцією 40 мм	
Слюсарна ділянка	2		Торцеве покриття (із дерев'яної шашки) Прошарок з бітумної мастики, Підстилаючий шар бетону В7,5, Шар щебню, политого бітумом Ґрунт основи з втрамбованим щебенем	
Кімната відпочинку, кімната персоналу	3		Покриття – лінолеум Прошарок з холодної мастики на водостійких в'язучих Підстилаючий шар із бетону В7,5, Шар щебеню политого бітумом ґрунт основи з втрамбованим щебенем	

1.3.9 Двері та вікна

Вікна в будівлі прийняти індивідуального виготовлення стрічкові одного типорозміру 1,5×1,0 м. Віконний профіль – алюмінієвий. Заповнення – однокамерний склопакет. Стеклопакет являє собою два герметично з'єднаних між собою за допомогою дистанційної рамки скла, а також внутрішнього й зовнішнього герметиків, завдяки яким утвориться замкнута площина, що, у свою чергу, заповнюють сухим повітрям. Відкривання вікон здійснюється як назовні, так в середину. Використовується система дистанційного управління. Клямери кріплять скло до рами. Віконні панелі монтується одна на одну. Панелі закріплюються в чотирьох місцях гвинтами. Кріплення здійснюється до закладних деталей колони, а також вони кріпляться між собою.

Ворота прийняті розпашними. Ворота виготовляють із сталі за шифром марок ВР 3,6×3,6; ВР 4,2×4,2 та дерев'яні 2,0×2,0 м.

За допомогою роликів полотно монтується до направляючої рейки. Каркас воріт – решітчатий. Дистанційно здійснюється відкривання (закривання) воріт. Двері прийнято із сталі з протиударними властивостями. [34]. Дверні коробки виконано в вигляді металевих рам.

Таблиця 1.5 Специфікація елементів заповнення воріт і дверей

№ з/п	Позначення	Найменування	Кількість
Двері			
Д-1	ДСТУ Б В.2.6-11-97	Двері металеві протиударні 990×2100 (h)	4
Д-2	ДСТУ Б В.2.6-11-97	Двері металеві протиударні 800×2100 (h)	2
Д-3	ДСТУ Б В.2.6-11-97	Двері металеві 2400×2400 (h)	1
Ворота			
Вр-1	Серія 1.435.2-28, вип. 2	Ворота розпашні металеві 3,6×3,6	5
Вр- 2	Серія 1.435.2-28, вип. 3	Ворота розпашні металеві 4,2×4,2	2
Вр- 3	Серія 1.435.9-17, вип. 3	Ворота дерев'яні 2,0 ×2,0	1
Вікна			
ВК-1	ГОСТ 17541-88	Вікно алюмінієве 1,5×1,0	

1.3.10 Опоряджувальні роботи

Роботи з опорядження виконуються тільки після влаштування покрівлі та прокладання всіх комунікацій. Дверні та віконні перепльоти фарбуються олійною фарбою за 2 рази. На металеві конструкції наноситься лакофарбове покриття.

Поверхня внутрішня стін опоряджується простим штукатуренням. В подальшому на оштукатурення наноситься вапняне фарбування. Окремі ділянки фарбуються олійною фарбою. В санвузлах на стінах та стелі вкладається керамічна плитка. Зовнішні поверхні стін опоряджено полімерно-цементними сумішами.

1.4. Інженерні-розрахунки

Теплотехнічний розрахунок виконуємо керуючись ДБН [31] та [32].

Вихідні дані:

Район будівництва – м. Білопілля

Нормативний опір теплопередачі:

-для стінових панелей: $R_{0TP}=2,2 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$,

- для заповнення вікон: $R_{0TP}=0,5 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$,

Температура внутрішнього повітря + 16⁰С

Вологість внутрішнього повітря 65%.

Вологовий режим приміщень – вологий.

Умови експлуатації конструкцій – Б

1.4.1 Стінове огороження

В якості стінового огороження приймаємо сандвіч-панелі „Веста Парк”, що складаються із гладкої металевої обшивки FL товщиною 0,6 мм та з теплоізоляційного заповнення – мінеральної вати товщиною 300 мм (негорючої базальтової вати щільністю 105 кг/м³, що має високі тепло- та звукоізоляційні властивості, стійкість до температурних деформацій/

1.Прийнята конструкція стінового огороження показана на рис.1.1

1) Гладка металева обшивка $\delta_1=0,006 \text{ м}$

2) Мінвата базальтова ($\delta_2 = 0,3 \text{ м}$; $\gamma_2=120 \text{ кг}/\text{м}^3$)

2.Нормативний опір теплопередачі $R_{0TP}=2,2 \text{ м}^2\text{с}/\text{Вт}$

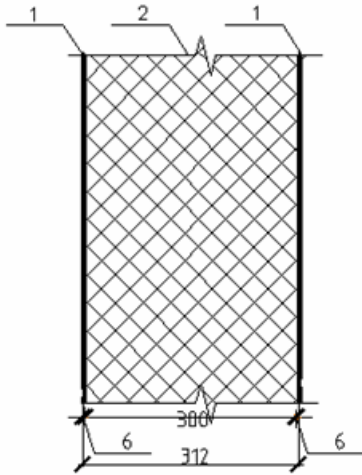


Рис. 1.1 Конструкція сендвіч-панелі

Таблиця 1.3 Характеристики стінових панелей
(наповнювач –мінвата сталь 0,5 та 0,6 мм)

Стеновые панели (наполнитель — минвата, сталь 0,5мм)								(сталь 0,6 мм)	
толщина панели (мм)	50	60	80	100	120	150	200	250	300
вес (кг/м ²)	14,1	15,2	17,4	19,6	21,8	25,1	30,6	37,3	43,1
коэффициент теплопроводности (Вт/м ² ·°С)	0,82	0,68	0,51	0,41	0,34	0,27	0,20	0,16	0,13
огнестойкость	E 30	E 30	E 60	E 90	E 90	E 90	E 90	E 90	E 90
звукоизоляция (дБ)	34	35	35	35	35	35	35	35	35

Кoeffициент теплопроводности рассчитан для коoeffициента $\lambda = 0,041 \text{ Вт/мК}$

Згідно таблиці 1.3 приймаємо коефіцієнт теплопровідності даної стінової панелі:

$$\lambda_{\text{пан}} = 0,13 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}, \delta_{\text{пан}} = 312 \text{ мм.}$$

Необхідним є дотримання умови щодо виконання теплозахисних показників конструкцій, що огорожують:

$$R_0 \geq R_0^{\text{нр}}$$

R_0 – загальний опір теплопередачі даної стінової панелі;

$R_0^{\text{нр}}$ – нормативний опір теплопередачі.

Перевіримо, чи виконується умова забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій.

Для стіни із 3-х шарів:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_{пан}}{\lambda_{пан}} + \frac{1}{\alpha_H};$$

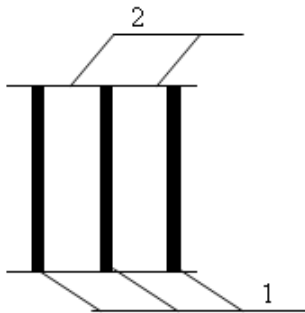
Для стінової огорожі: $\alpha_B = 8,7$, $\alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$.

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,312}{0,13} + \frac{1}{23} = 2,56 \geq R_{0}^{TP} = 2,2 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}.$$

Оскільки $R_0 = 2,56 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} > R_{0}^{TP} = 2,2 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$, то теплотехнічні параметри стінової конструкції забезпечено.

1.4.2 Віконне заповнення



1– Скло віконне $\delta = 3 \text{ мм}$; $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$

2 – Прощарок повітря $R_B = 0,14 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$

Рис. 1.2 До розрахунку теплопровідності віконного заповнення

3. Нормативний опір теплопередачі:

$$R_{0}^{TP} = 0,5 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

З метою задоволення теплозахисним вимогам до конструкції, що огорожує, повинна виконуватися умова:

$$R_0 \geq R_{0}^{TP}.$$

Для заповнення вікон:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + R_B + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_B + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_H};$$

Для заповнення вікон: $\alpha_B = 8,7$, $\alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$.

Отже:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,003}{0,76} + 0,17 + \frac{0,003}{0,76} + 0,17 + \frac{0,003}{0,76} + \frac{1}{23} = 0,51 .$$

Оскільки $R_0 = 0,51 > R_0^{\text{TP}} = 0,5$, то двохкамерне заскління задовольняє вимогам забезпечення теплозахисних якостей огороджуючих конструкцій.

РОЗДІЛ 2.

ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1 Пункт «дослідницько- розрахунковий»

2.1.1 Актуальність теми

Пошуки сучасних архітектурних форм, що відрізнялись би виразністю й універсальністю, утворених на основі багаторазово повторюваних елементів, привели до створення стрижневих систем нового типу, до так званих *структур* [3]. Ці системи, маючи в своїй основі «кристалічну» будову, схожі з деякими досить міцними утвореннями органічної природи. Практика вітчизняного й зарубіжного будівництва має чимало прикладів застосування структурних конструкцій у вигляді оболонок, складок, куполів. Однак в переважній більшості структурні конструкції застосовуються у вигляді стрижневих плит. Ці конструкції виготовляються зі сталі, алюмінію, дерева, в деяких випадках з пластмас. У вітчизняному цивільному будівництві знайшли також застосування плити регулярної будови з армоцементних елементів [3].

2.1.2. Мета, задачі, об'єкт та предмет дослідження. Методика дослідження.

Метою роботи є визначення найменш матеріалоємної моделі структурної плити. Регулятором напружень прийнято дві різні схеми спирання на колони структурної плити.

Задачі дослідження:

- вивчення принципів роботи структурних плит покриттів та основними положеннями оптимального проектування структур;
- класифікація типів стержньових плит, що являють інтерес для практики будівельного проектування та вибір для дослідження структури певного типу;
- створення кінцевоелементної моделі структурної плити в ПК Ліра-САПР для дослідження її статичної роботи при зміні схеми розташування колон;
- опрацювання результатів статичного розрахунку. Здійснення вибору найбільш ефективної за критерієм найменшої ваги при збереженні достатньої технологічності моделі.

Об'єкт дослідження – структурні стержньові плити покриття з поясними сітками із квадратних ячеек, що мають різну схему розташування опор .

Предметом дослідження є НДС (напружено-деформований стан) структурних стержньових плит покриття з поясними сітками із квадратних ячеек, що мають різну схему розташування опор.

Методами дослідження є комп'ютерне моделювання конструкцій, що базується на розрахункових програмних комплексах.

Апробація результатів магістерської роботи.
Тематика дослідження висвітлена в рамках проведення Всеукраїнській студентській науковій конференції (СНАУ, листопад 2021 р.)

Публікації

Маслов І., Височин І.А., Вплив типу елемента структури на напружено-деформований стан плити покриття/ Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021.

2.1.3. Практичне значення отриманих результатів

Результатами досліджень є вибір з двох моделей структурних плит покриття найбільш ефективної моделі за критерієм ефективної матеріалоемності, тобто за критерієм найменшої ваги конструкції.

2.1.4. Аналіз публікацій та досліджень, що існують

В [5] наводиться вітчизняний та закордонний досвід застосування різноманітних стержньових плит в структурних конструкціях. Наведено відомості щодо конструювання структурних конструкцій та вузлових з'єднань; наведено технічні дані з найбільш поширених вузлових рішень та їх вагові показники. В [5] наведено рекомендації із застосування методів розрахунку в дослідницькій та проектній практиці. Розроблено рекомендації з проектування структурних покриттів інженерними методами оптимального проектування.

В [11] вказано, що структурні конструкції це системи, що утворюються із стержнів, що перехрещуються в просторі. Серед них найбільше поширення отримали покриття із стержньових систем двох чи трьох напрямків. Стержньові системи, утворені з двох напрямків є досить висвітленими в літературі та їх розрахунок наводиться в [12, 13]. Однак стержньові покриття із систем трьох напрямків, поки що вивчені не достатнім чином та відсутня література з розрахунку та конструюванню таких систем.

2.1.5 Загальні відомості про структурні конструкції

У світовій будівельній практиці створено безліч унікальних і незвичайних споруд громадського та промислового призначення. Для кожного з споруд в окремо розглядаються несучі конструкції. Широке поширення отримали металеві структурні гратчасті системи покриття, що відрізняються не тільки оригінальними архітектурними формами, а й прогресивними конструкторськими рішеннями. При проектуванні великопрольотних покриттів особливе місце займають трубні профілі, що мають оптимальний перетин стержня, що працюють на сприйняття осьових навантажень [1,2].

Структурні плити являють собою просторові конструкції із стержнів. Вони за своєю структурною будовою є подібними до кристалічних ґраток металу. Структури мають ряд позитивних властивостей: багатозв'язність, універсальність, можливість виготовлення на потокових високопродуктивних технологічних лініях, простота транспортування [1]. Структури можуть застосовуватися в якості конструкції покриття великопрольотних будівель і споруд. Зусилля в плиті, а отже перетин і маса елементів конструкції багато в чому залежать від прийнятих конструктивних параметрів. Пошук найбільш ефективного варіанту проектного рішення структурної плити є одним із завдань, що вирішуються на початкових етапах проектування [6] і безпосередньо впливає на подальшу трудомісткість виготовлення, монтажу і в кінцевому підсумку вартість споруди.

Структурні конструкції дозволяють перекривати великі прольоти, відрізняються новизною конструктивних і архітектурних форм. Завдяки використанню нових конструктивних матеріалів (алюмінію, високоміцних сталей), а також у зв'язку з великими можливостями розрахунку таких систем на ЕОМ, вони набули широкого поширення.

У ряді випадків прототипом структурних конструкцій можна вважати перехресні ферми, так як системи з них і структурні конструкції в своїй геометричній будові мають два загальних основні ознаки – наявність поясних стрижневих сіток з квадратними або трикутними осередками і розкосів, що з'єднують вузли поясних сіток. Щодо інших конструкцій покриття, структурний покриття є відносно новим, але завдяки своїм основними якостями, воно не поступається своїм попередникам, а навіть навпаки, набирає велику актуальність і широке застосування в проектуванні громадських будівель. Основними перевагами даного покриття є:

- можливість створення покриття будь-якої криволінійної форми;
- поєднання даного виду покриття з будь-якими несучими конструкціями;
- архітектурна виразність, завдяки своїй будові;
- розбірні конструкції на найпростіші елементи;
- простота в збірці готових елементів на будівельному майданчику;
- можливість перекриття різних прольотів, аж до 100 м і більше;
- можливість розміщення інженерних комунікацій в товщі покриття;
- уніфікація виробів;
- конструкція використовує свою несучу здатність практично на максимум, що дозволяє говорити про економічність металу в такому покритті й т.д.

Стрижневі плити, які застосовуються в структурних конструкціях, можна розділити на наступні групи:

- стрижневі плити типу перехресних ферм двох напрямків з поясними сітками з квадратних ячеек;
- стрижневі плити типу перехресних ферм трьох напрямків;

- стрижневі плити, поясні сітки яких утворені поєднанням трикутних і шестикутних ячеек.

Для покриттів будівель і споруд найбільший інтерес представляють стрижневі плити I і II груп, які мають більш високу згинальну жорсткість, ніж стрижневі плити III групи з поясними сітками складної конфігурації. Вибір групи плит буде залежати від того, яке обрис має суспільне або промислове споруда в плані. Якщо ж будинок має прямокутне обрис в плані, то використовується I група, яка спиралася на прямокутну сітку колон або ж по периметру. Для споруд з криволінійними обрисами в плані підходять II і III типи, що мають велику можливість створення криволінійних поверхонь і спиратися по периметру [2].

У практиці будівництва структурний покриття отримало наступні можливі варіанти доставки конструкції на будівельний майданчик [2]:

- повне розбирання конструкції на основні елементи: стрижні і вузли;
- складання конструкції на окремі ферми, допустимої для транспортування довжини;
- довгорозмірних просторових ферм V-подібного, трикутного або трапецієподібного поперечного перерізу, що об'єднуються добірними елементами;
- із стрижневих або листових пірамід, вкладених при транспортуванні один в одного і об'єднуються на монтажі добірними елементами (окремими стрижнями, стрижневими трикутниками, квадратами і т. д.).

Проектування ефективних великопрольотних структурних покриттів, як правило, стримується низкою причин, недоліків [2]:

- складність формоутворення;
- мала вивченість роботи даних конструкцій;
- недосконалість конструктивних рішень вузлів;
- відсутність перевірених і ефективних методик розрахунку.

Існуючі вузлові рішення структурних конструкцій за видами застосовуваних у них сполучень можна поділити на три групи [2]:

I група – зварювальні вузлові з'єднання, виготовлені на будівельному майданчику;

II група – болтові вузлові з'єднання. До них відносяться вузлові з'єднання структурних конструкцій, що виключають зварювання як в заводських, так і монтажних умовах і дозволяють збирати структури зі стрижнів на болтах або інших збірних пристосуваннях;

III група – комбіновані вузлові з'єднання. До них відносяться з'єднання, в яких зварювання виконується в заводських умовах, а збірка вузла - в будівельних умовах на болтах [2]. Характерним для цієї групи є розчленовування вузлового з'єднання на дві групи деталей. Перша приварюється в заводських умовах до кінців з'єднувальних стрижнів (болтові наконечники, клини, листові косинки і т. д.), а інша – у вигляді шайб, болтів і конекторів об'єднує кінці стрижнів в вузол.

Традиційно в конструкціях структурних плит застосовується система «MERO» [25], що складається з трубчастих стрижнів і вузлових елементів, виконаних у вигляді сталевих куль з глухими різьбовими отворами, в які вгвинчуються спеціальні нестандартні болти, закріплені до торців трубчастих стрижнів (рис. 2.1).

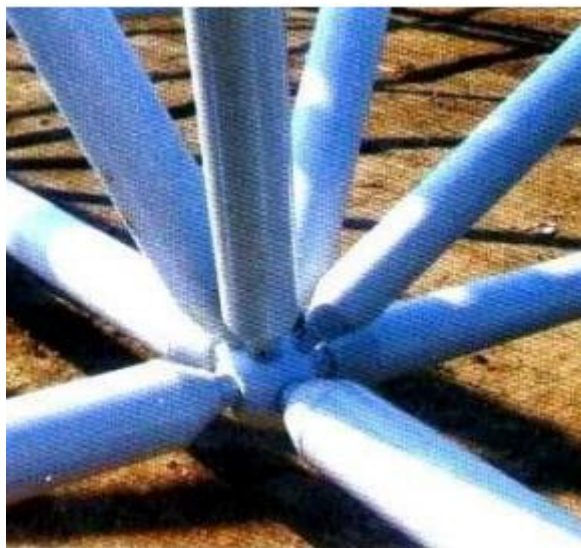


Рис.2.1 Вузол з'єднання системи «MERO»

Ці болти повинні обертатися в місці з'єднання з трубою під час монтажу, забезпечуючи герметичність внутрішньої порожнини труби. Під час експлуатації вузлові елементи повинні сприймати великі осьові зусилля розтягування і стиснення. Від згинальних моментів, що виникають у вузлах, при природному прогині змонтованої споруди з'являється небезпека руйнування в зоні вільної частини різьблення болтів через концентрацію напружень [25].

2.1.6 Способи спирання плит покриття по структурній конструкції

Залежно від стрижневої схеми структурного покриття і його конструктивного рішення можливі 4 схеми передачі навантаження на структурну конструкцію: спирання малорозмірних або довгомірних плит на пояса структурної конструкції (рис. 2.2, схеми 1 і 3); спирання малорозмірних плит безпосередньо на вузли структурної конструкції (див. рис.2.2, схема 2) і спирання плит через прогони на вузли структурної конструкції (див. рис. 2.2, схема 4) [5].

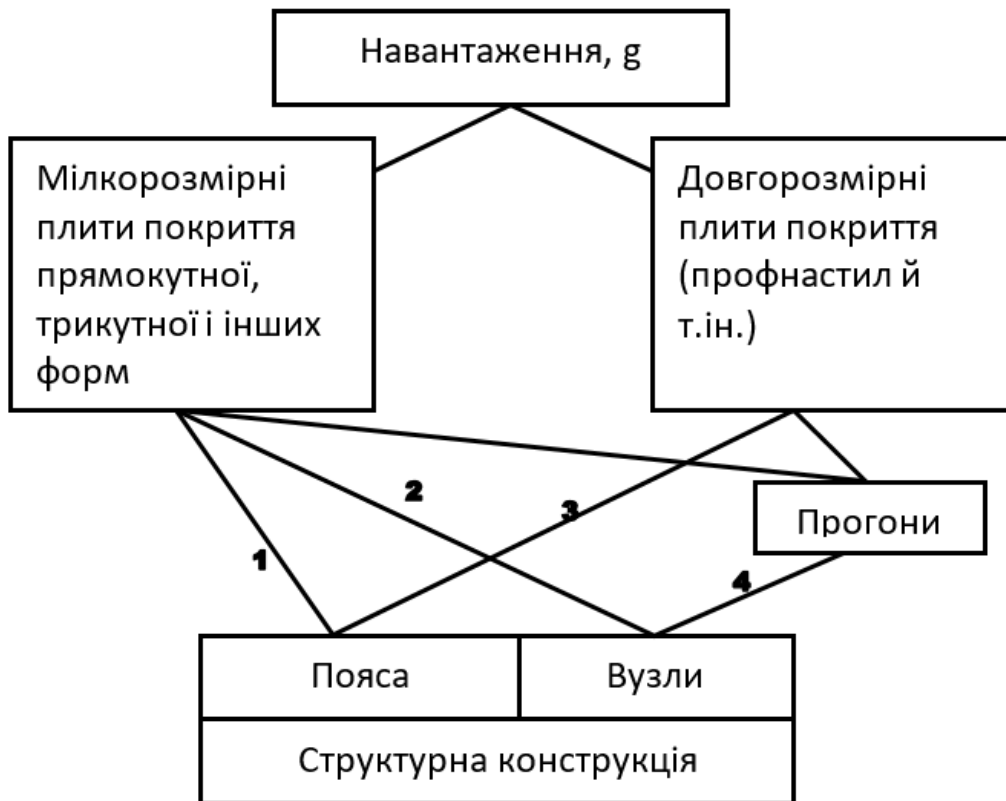


Рис. 2.2 Схеми передачі навантаження на структурну конструкцію [5]

Більш раціональними є 1, 3 і 4 схеми передачі навантаження на покриття. Схеми 2 вимагає виготовлення спеціальних плит покриття з ребрами жорсткості по їх периметру і тому є нераціональною. Вона виправдовує себе при заміні верхньої поясної сітки плитами покриттів, які поєднують несучі та огорожувальні функції [5].

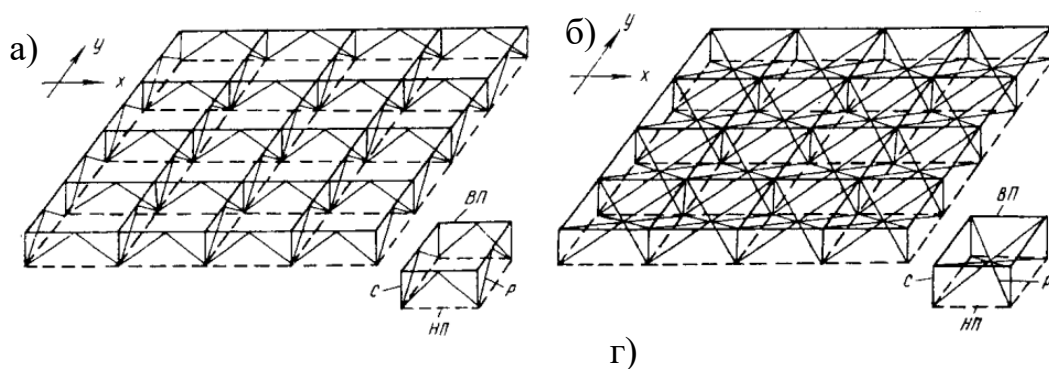
Найбільший економічний ефект в структурних конструкціях досягається при поєднанні в плитах покриттів і прогонах в'язевих і несучих функцій [5].

2.1.7 Схеми обпирання структурних конструкцій

Спирається структурних конструкцій може виконуватися по зовні статично визначуваною та невизначуваною схемами.

У структурних покриттях з поясними сітками з квадратних ячеек (див. рис.2.3 системи А, Б, В, Г, Д) зовні умовою зовнішньої статичної визначуваності системи є спираєння на чотири вузли. При тому, що спираєється на п'ять вузлів і більш покриття стає зовні статично невизначуваним.

Зовні статично визначною умовою обпирання для структурних конструкцій з поясними сітками з трикутних комірок (див. рис. 2.5–2.6, системи И, К, Л, М, Н) є їх спираєння на три вузли [5].



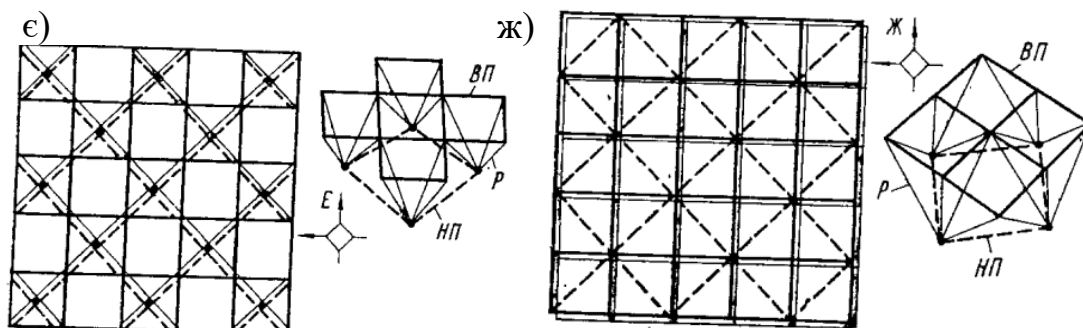
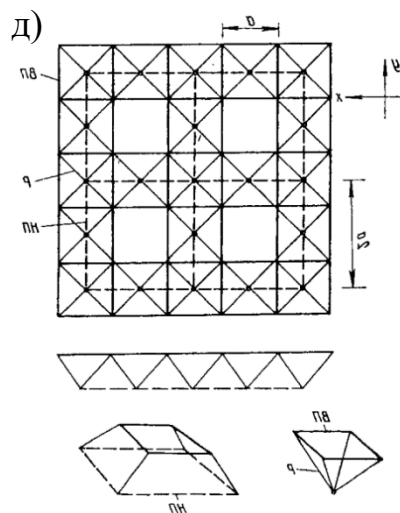
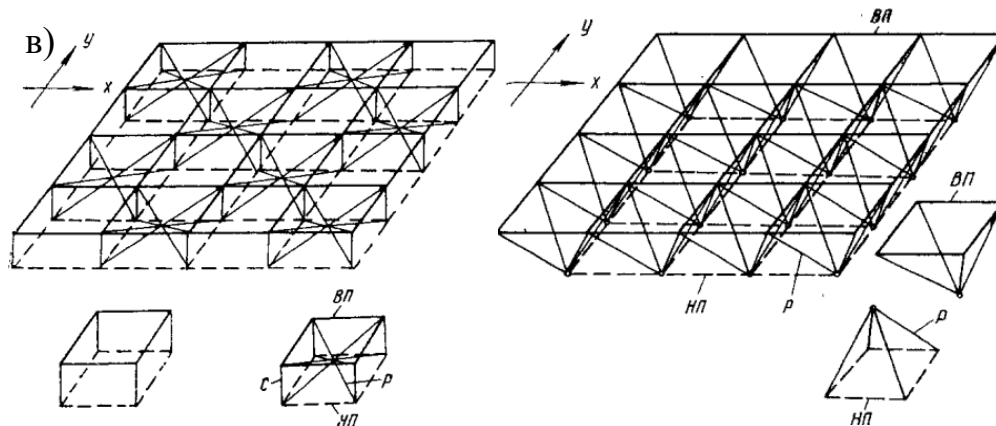


Рис. 2.3. Стрижневі плити з поясними сітками з квадратних ячеек: а – типу вертикальних перехресних ферм двох напрямків; б, в – з розташуванням розкосів поза площиною ферм, г – типу похилих перехресних ферм двох напрямків; д – те ж саме, з вдвічі розрідженою нижньою поясною сіткою. ВП, НП – верхні і нижні пояси; Р – розкоси; С – стійки

Рис. 2.4 Стрижневі плити з поверненими відносно один одного на 45° поясними сітками з квадратних комірок: е – вузли нижньої сітки розташовані в шаховому порядку під центрами комірок верхньої сітки; вузли сіток з'єднані розкосами; ж – вузли нижньої сітки розташовані в шаховому порядку під кутами верхньої поясної сітки [5].

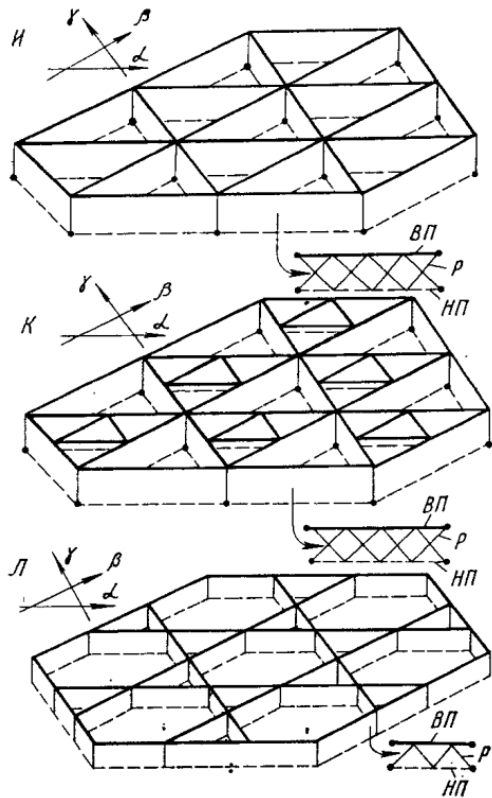


Рис. 2.5 Стрижньові плити, утворені перетинанням вертикальних ферм трьох напрямків: И - з поясними сітками з трикутних комірок; К - з шаховим розташуванням зв'язків в комірках

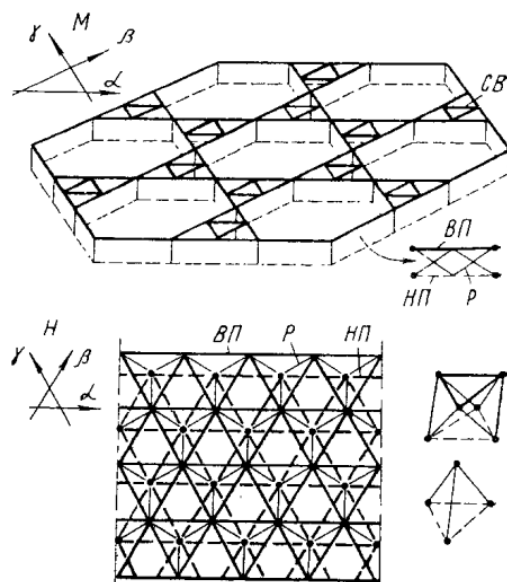


Рис. 2.6 Стрижньові плити, утворені перетинанням вертикальних «М» і похилих «Н» ферм трьох напрямків: М - з утворенням поясних сіток з поєднання трикутних і шестикутних комірок зі зв'язками в трикутних комірках верхньої поясної сітки; Н - з поясними сітками з трикутних комірок

Вибір орієнтації структурної конструкції щодо опорного контуру також може вплинути на економічні показники конструкції. Так, при діагональній орієнтації структур з поясними сітками з квадратних ячеек щодо опорного квадратного контуру зусилля в поясах структури виходять на 27% менше, ніж при орієнтації структури паралельно опорного контуру, а максимальний прогин покриття – в 4 рази менше прогину покриття зі звичайних ферм [5].

Найбільшого поширення в промислових будівлях отримали стрижневі плити з квадратних ячеек (див. рис. 2.3 та 2.4), що мають статично визначні умови обпирання консольних або безконсольних покриттів 2.7 а, б).

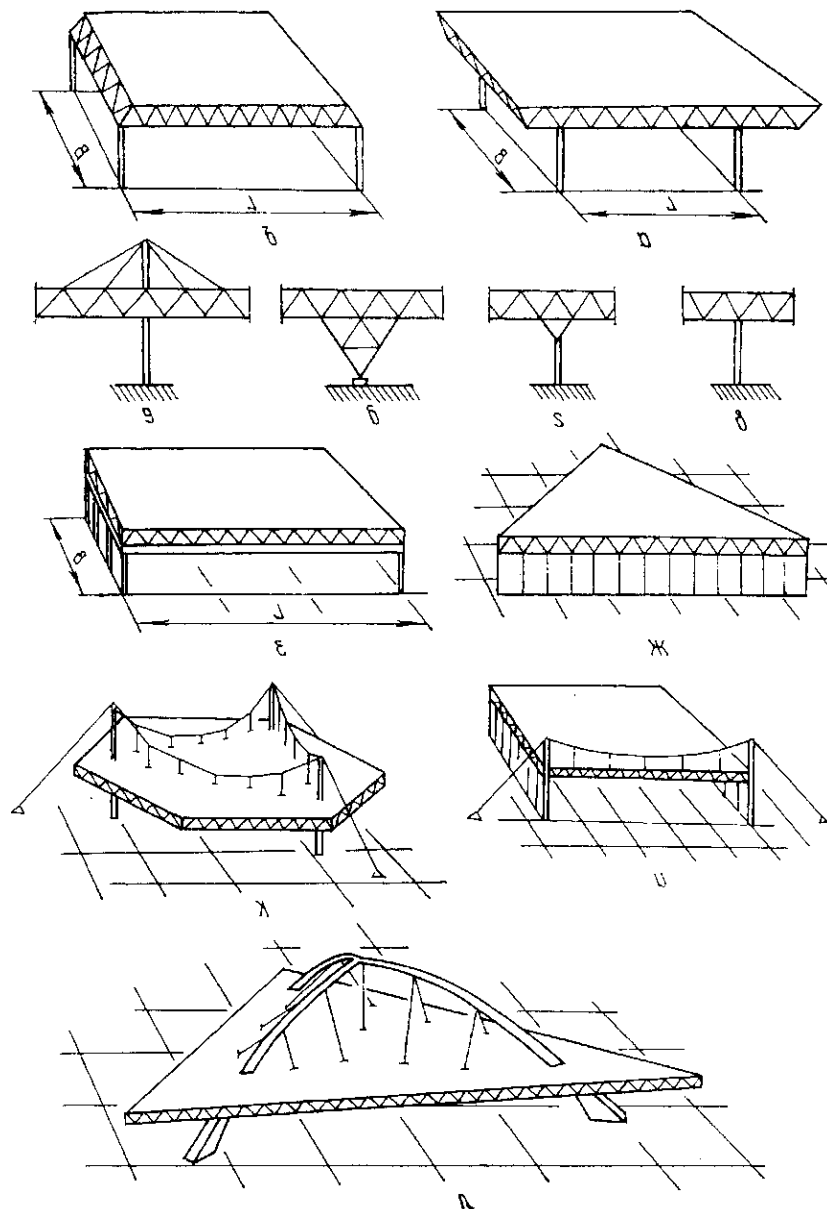


Рис. 2.7. Обпирання структурних конструкцій

Практика будівництва структурних покриттів показала, що спирання конструкцій може виконуватися як в одному вузлі на колону (див. рис. 2.7, в), так і в декількох вузлах: на колону з капітеллю (см. рис. 2.7, г), V-образну колону (див. рис. 2.7., д) або на колону з тросової капітеллю (див. рис. 2.7., е).

Стосовно до громадських будинків і споруд спортивного призначення середніх і великих прольотів рекомендується спирання покриттів по периметру (рис. 2.7, ж, з). При багатоточковому обпиранні структурні конструкції виходять ще легші, тому відносно великопрольотних покриттів представляє інтерес поєднання структурних конструкцій з іншими

конструктивними формами металоконструкцій. Прикладом можуть служити споруди (див. рис. 2.7, и, к, л), вдало поєднують різні конструктивні форми металоконструкцій: структурні конструкції з вантовими і арочними конструкціями. Вантова та арочна конструкції забезпечують багатоточкове спирання структурної конструкції, а остання – взаємну стійкість арок і стабілізацію вант. У практиці будівництва та експлуатації структурних покриттів може виникнути необхідність підведення додаткових опор під структурні покриття, що обумовлюється збільшенням на нього експлуатаційних навантажень або аварійним станом конструкції. У цих випадках рекомендується застосовувати додаткові колони з обмежувачами реактивного тиску на конструкцію [22].

2.1.8. Розрахункові моделі структурних покриттів

У цій роботі була поставлена задача регулювання напружено-деформованого стану (НДС) конструкції шляхом зміни ряду параметрів з метою отримання конструкції мінімальної маси. Мінімізація ваги конструкції, що проектується, є найбільш поширеним критерієм проектування [16,17,18]. Як спосіб рішення задачі використовується числовий експеримент [19]. Регулювання напружено-деформованого стану несучої конструкції покриття може розглядатися як одне із завдань управління поведінкою несучих будівельних конструкцій – з окремим напрямом в будівельній механіці [20]. Як регулятори або змінюваних параметрів прийнято два варіанти розташування колон – в чотирьох кутах в крайніх точках, та другий спосіб – плита спирається на 4 точки, віддалені від країв плити.

2.1.8.1 Геометрія моделей покриття

Як вказано в дослідженні [5] існують 20 основних типів стержньових плит, що являють інтерес для практики проектування структурних плит перекриттів.

Серед цієї множини можна виділити систему типу похилих перехресних ферм двох напрямків [6.]

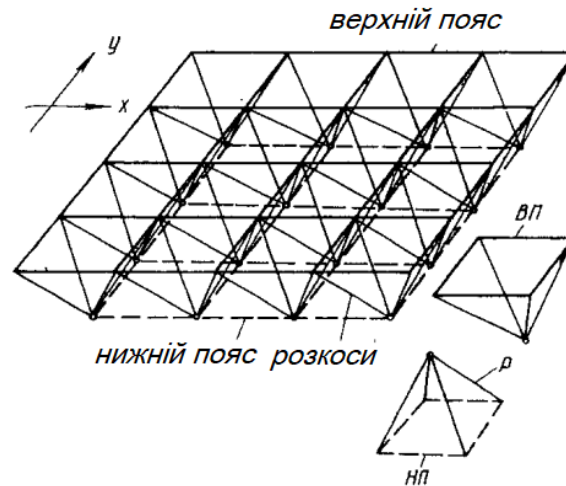


Рис. 2.8 Система типу похилих перехресних ферм двох напрямків, що застосовується для моделювання структурної плити

Як було сказано вище, спирання структурних конструкцій на опори може виконуватися певним чином й тоді структурне покриття може бути зовні статично визначуваною схемою або статично невизначуваною схемою.

У структурних покриттях з поясними сітками з квадратних ячеек (див. рис. 2.8) зовні статично визначним умовою є спирання на чотири вузли. При тому, що спирається на п'ять вузлів і більш покриття стає зовні статично невизначуваним.

Але тип системи за параметром опорних зв'язків при розрахунку конструкції методом кінцевих елементів принципового значення не має.

В якості конструкції, що досліджується, приймаємо структурну плиту (рис.2.9) з розмірами в плані 30,0 x 30,0 м, що має ортогональну сітку поясів з ячейкою 3,0 × 3,0 м і висоту по осях поясів 3,0 м.

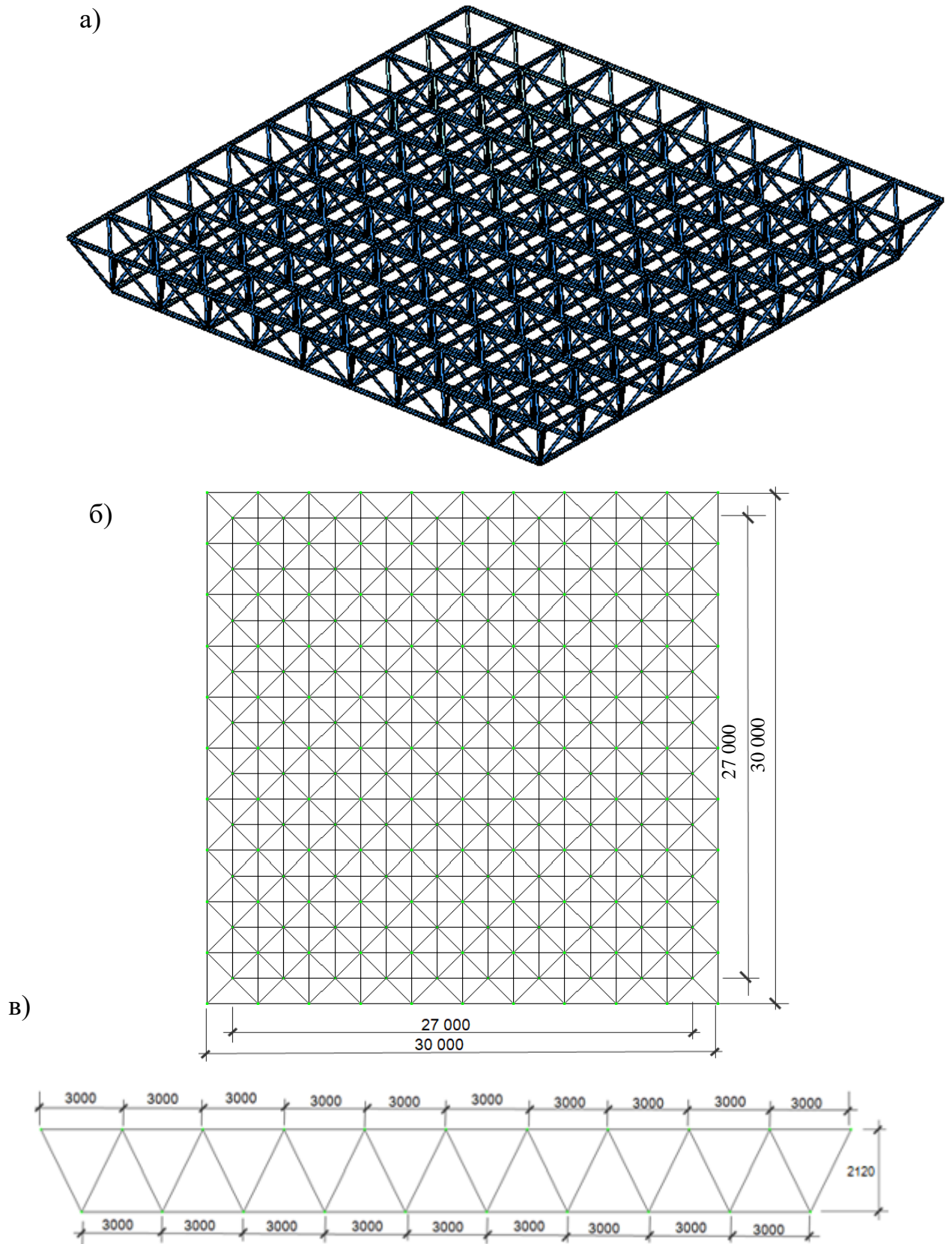


Рис. 2.9 Геометрична схема структурної плити за схемою №1:
 просторова модель – а; вид зверху (площина XOY) – б; вид з боку (площина XOZ або YOZ) – в

Таким чином, висота конструкції становить близько $1/10$ прольоту, що є оптимальною висотою для розрізних структурних плит [21]. Вузли верхнього і нижнього поясів з'єднані розкосами. Кристали структурної плити мають форму піраміди з квадратною основою. Колони прийняті висотою 6,0 м. Спирається структурної плити на колони здійснюється по нижньому поясу.

Розміри плити в плані, навантаження, що діє, тип кристала прийняті у вигляді параметрів, що не змінюються.

У вигляді обмежень прийняті умова міцності для розтягнутих стрижнів, умова стійкості для стиснутих стержнів, обмеження за граничною гнучкістю граничним прогином конструкції [23].

В структурі проміжні опори відсутні (рис.2.9). Сполучення всіх елементів прийнято шарнірне, перетину всіх елементів – труби електрозварні прямошовні за ГОСТ 10704-91.

Стержньова система на квадратному плані працює за двома напрямками та відноситься до найбільш досконалих типів структурних плит. У споруді відсутні світлоаераційні ліхтарі та перепади висот. Для забезпечення відводу атмосферних опадів, як правило, структурна плита виконується з двостороннім ухилом, проте в цих розрахунках цією особливістю конструкції нехтуємо.

При перекритті квадратного простору структурна плита повністю використовує свою несучу здатність, а її саме квадратна, а не прямокутна форма, тобто співвідношення сторін 1:1 обумовлює її роботу за двома напрямками. Так, у [8] наводяться дані, що при співвідношенні сторін 1:0,8 конструкція починає працювати лише в одному напрямку, різниця зусиль в елементах вздовж та впоперек прольоту становить 2,25 рази.

Чим більше буде різниця у співвідношенні сторін структури, тим, відповідно, спостерігається ще більш нерівномірний розподіл зусиль в її елементах у двох взаємно перпендикулярних напрямках [7].

Таким чином, будемо вважати, що в структурній плиті із співвідношенням сторін 1:1 зусилля в її елементах будуть рівними.

2.1.8.2 Регулятори зусиль

Регуляторами зусиль в стержнях структури приймемо *спосіб розташування колон на плані* (рис.2.10, а, б). В першому варіанті колони розташовані в чотирьох кутах конструкції, в другому- плита спирається на колони в чотирьох точках, але таким чином, що мають місце консольні прольоти.

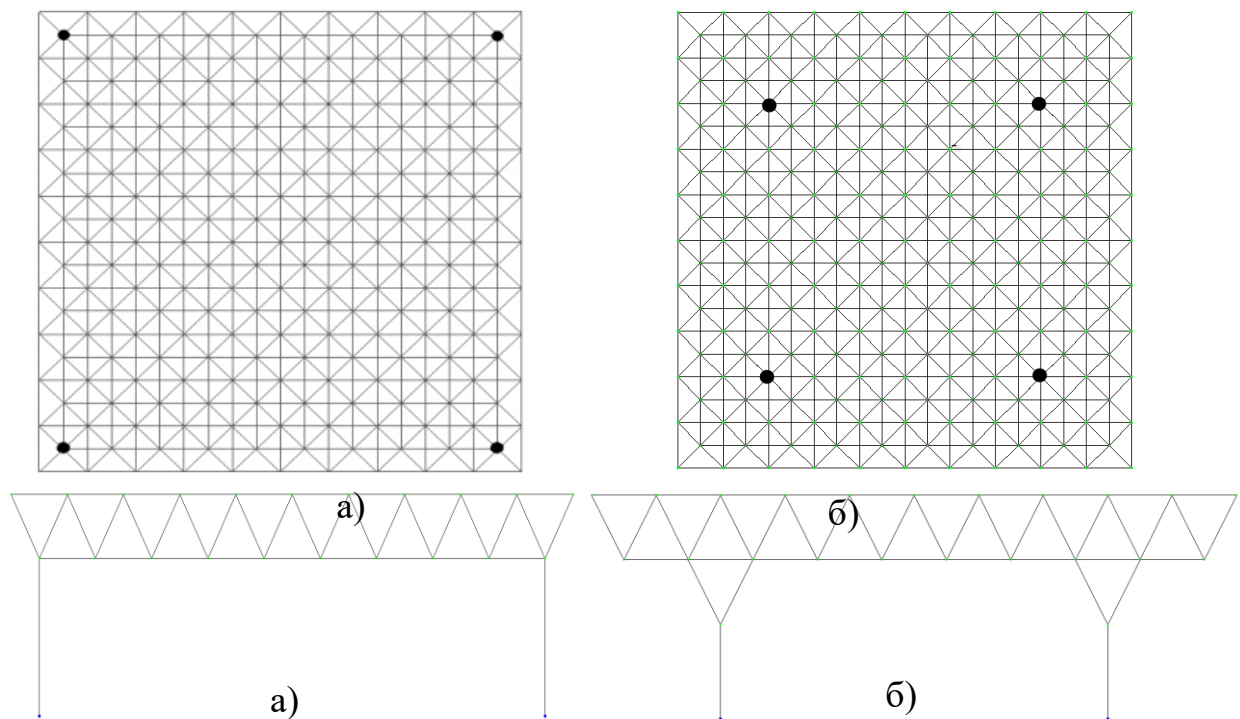


Рис.2.10 Варіанти розташування колон: а - варіант 1 (по чотирьом кутах нижнього пояса), б - варіант 2 – плита спирається на чотири точки, колони зміщені всередину плити)

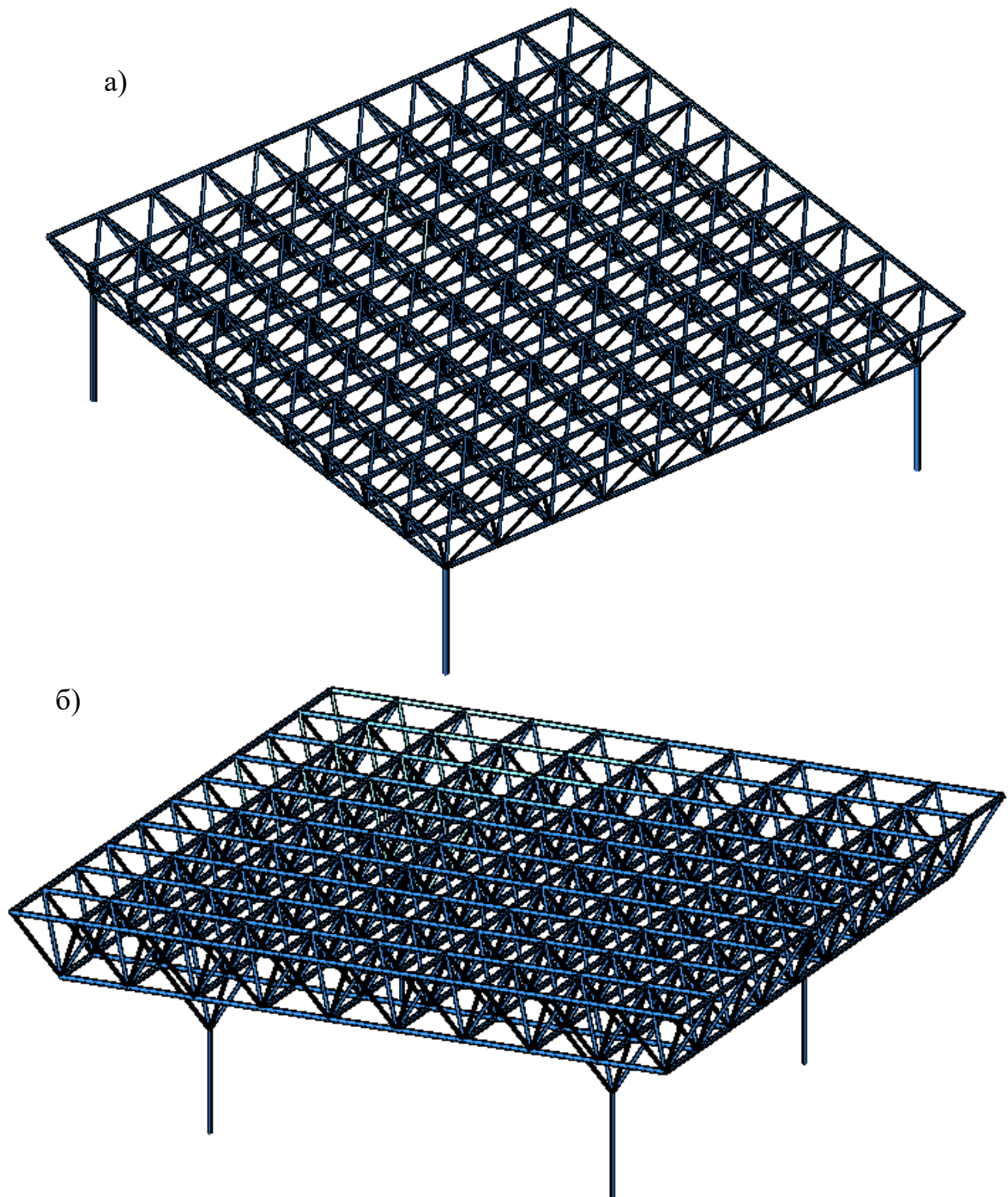


Рис. 2.11 Просторові моделі структурної плити, що досліджуються:
схема №1–а; схема №2–б

Відстань між колонами та їх кількість для кожного варіанта наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 Відстань між колонами та їх кількість

№ схеми	Відстань між колонами, м	Кількість колон
------------	--------------------------	-----------------

1	27	4
2	18	4

2.1.8.3 Матеріали для структури

Всі стержні структурної плити прийняті із сталі звичайної, з прокатних профілів трубчатого перерізу. Прийнята сталь класу С245 з характеристиками: $R_y = 240 \text{ Па} = 24,0 \text{ кН/см}^2$, $R_{yn} = 245 \text{ Па} = 24,5 \text{ кН/см}^2$, $E = 2,06 \cdot 10^8 \text{ кН/см}^2$, $\gamma = 77,0085 \text{ кН/м}^3$, $\mu = 0.3$

2.1.8.4 Характеристики жорсткостей кінцевих елементів

Для проведення розрахунку була створена просторова модель, що складається з структурної плити й колон. Всі елементи структурної плити задавалися стрижнями просторової ферми з трьома ступенями свободи: X, Y, Z, колони – просторовими стрижнями з 6-ма ступенями свободи – трьома лінійними переміщеннями та трьома поворотами навколо глобальних осей. Всі сполучення між елементами прийняті шарнірними.

Характеристики жорсткості елементів наведено в таблиці 2.2

Таблиця 2.2 Характеристики жорсткостей конструктивних елементів структурного покриття

Назва елемента	Поперечний переріз, мм	$E, \text{т/м}^2$	$R, \text{т/м}^3$	μ	$A, \text{см}^2$	$q, \text{т/м}$
1.Стержні верхнього поясу	Труба 242x3,2 	$2,04 \cdot 10^7$	7,85	0,3	115,1	0.168
2.Стержні нижнього поясу	Труба 242x3,2 	$2,04 \cdot 10^7$	7,85	0,3	2.75	0.168
3.Розкоси	Труба 168x2,5 	$2,04 \cdot 10^7$	7,85	0,3	3.23	0.088
4.Колони	Труба 273x4,0 	$2,04 \cdot 10^7$	7,85	0,3	116.04	0,23

Колони попередньо прийняті: за 1-м варіантом висотою 7,42 м із гарячекатаної труби 273x4,0 мм та за 2-м варіантом – довжиною 4,42 м із гарячекатаної труби 273x4,0 мм.

2.1.8.5 Граничні умови

Структура спирається шарнірно на колони. Кріплення в узлах структури передбачається шарнірним.

2.1.8.6 Навантаження на структуру

Вітрове навантаження не враховувалася, оскільки як показали дослідження [24] зусилля від вітрового навантаження складають близько 1% і їх вплив на НДС конструкції структури не є суттєвим [1].

Постійне – навантаження від покриття (від профнастилу: 0,0914 кН / м² від прогонів: 0,0903 кН/м), а також власну вагу структури, який задавалася автоматично ПК Ліра-САПР і змінювалася на кожній ітерації підбору перерізів груп конструктивних елементів.

Снігове навантаження (характеристичне для м. Суми) –1,64 кН/м². Оскільки ухил верхнього поясу структури $\alpha < 30^\circ$, то прийнято рівномірний розподіл снігового покриву по всьому покриттю [1].

На плиту прийнято два типи навантаження приведені вузлове навантаження (рис. 2.12) та власна вага елементів, яка обчислюється автоматично в ПК Ліра.

У роботі прийнята конструкція покриття по прогонах, коли профільований настил спирається на прогони, які кріпляться до верхньому поясу структурної плити. Таким чином, в розрахунковій схемі прикладалася зосереджене навантаження від покриття й снігу в вузли верхнього пояса структурної плити (рис. 2.12).

Також виконано **перевірку міцності перерізів** за результатами статчного розрахунку двох моделей.

Необхідну із умови міцності площу перерізу стержнів плити та колон обчислимо за нормами ДБЕ «Сталеві конструкції», обчислимо вагу підібраних профілів та загальну вагу верхнього поясу, нижнього поясу, розкосів та колон.

Вага верхнього поясу плити за схемою №2 в 5,5 разів є меншою ніж вага верхнього поясу плити за схемою №1. Вага нижнього поясу плити за схемою №2 в 6,8 рази є меншою ніж вага верхнього поясу плити за схемою №1. Вага розкосів плити за схемою №1 на 33% є більшою ніж вага розкосів плити за

схемою №2. Загалом вага всієї моделі №1 в 3 рази є більшою за вагу моделі №2.

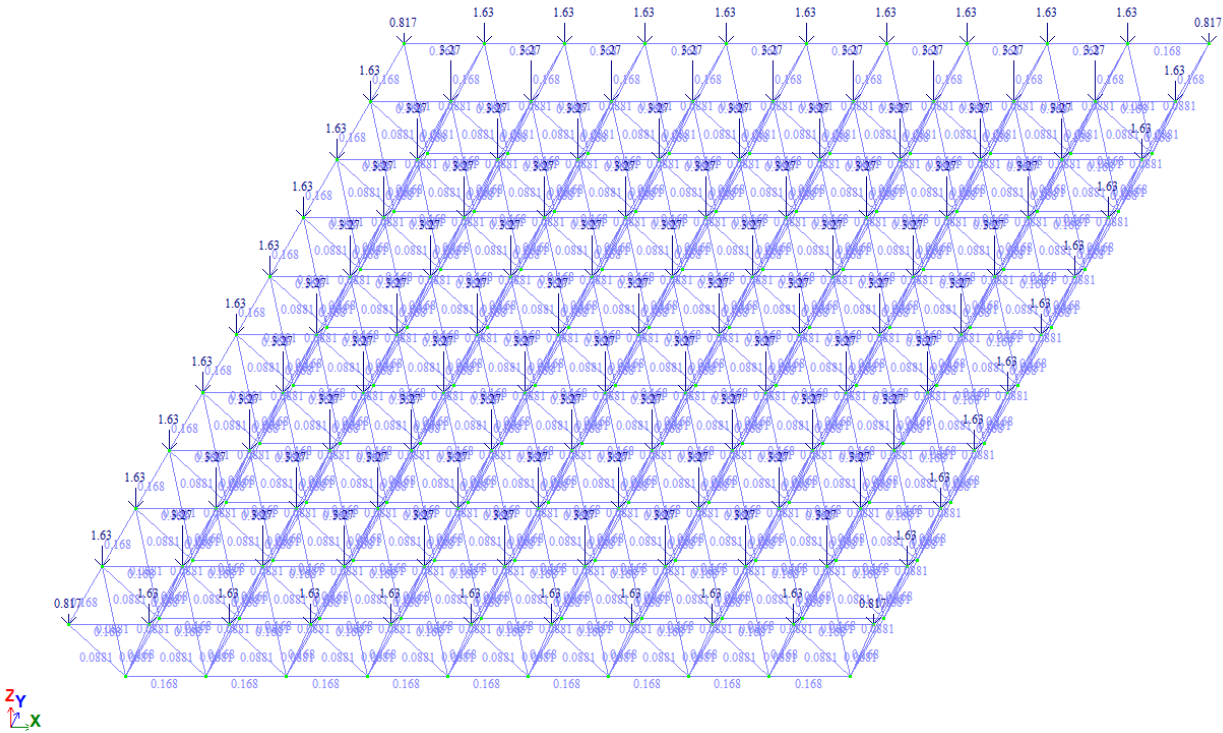


Рис 2. 12 Навантаження на вузли структури

Підрахунок навантаження на структурну плиту виконано в табл. 2.3.

Таблица 2.3 Збір навантажень

№ з/п	Назва конструктиву	Нормативне значення, кг/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове значення, кг/м ²
1	Наплавляємий евроруберойд «Акваізол»	10	1,2	12
2	Утеплювач – плити мінераловатні підвищеної жорсткості на синтетичному в'язучому	10	1,3	13
3	Пароізоляція – 1 шар руберойду	5	1,2	6
4	Профнастил	15	1,1	16,5
5	Прогони покриття із гнучого профілю [18 (14,96 кгс/м.п)]	1,29	1,1	1,42

6	Власна вага структури	Задається в ПК ЛІРА-САПР автоматично		
ВСЬОГО ПОСТІЙНЕ:		116,1		138,421
	<u>Тимчасове</u>			
7	Снігове (за ДБН В .1.2-2:2006)	167	1,6	267,2
ВСЬОГО ТИМЧАСОВЕ:		167		267,2
РАЗОМ пост+тимч. без врахування власн. ваги структурної плити		244,18		362.9

Таким чином, навантаження від конструкції покрівлі та прогонів приведено до вузлового навантаження із значенням: $F_1=3,27$ т – на середні вузли; $F_2=1,63$ т – на вузли крайніх рядів верхнього поясу; $F_3=0,816$ т – на кутові вузли верхнього поясу.

2.1.9. Результати числового дослідження структурного покриття

Статичний розрахунок проводився для визначення напружено-деформованого стану всієї конструкції. Підбір перерізів розтягнутих елементів виконувався з розрахунку на міцність, стиснутих елементів – за розрахунком на стійкість. Також при розрахунку враховуються граничні гнучкості елементів і вертикальні переміщення всієї конструкції.

Для перевірки несучої здатності сталевих перетинів задавалися чотири групи конструктивних елементів і чотири групи уніфікації: верхній пояс, нижній пояс, розкоси й колони. Для верхнього і нижнього пояса задавався тип конструктивної групи – елемент пояса ферми, для розкосів – елемент решітки ферми, для колон – стійка. Коефіцієнт надійності по відповідальності γ_n прийнятий рівним 1,0. Для колон коефіцієнт розрахункової довжини в двох площинах прийняті 0,6; граничні гнучкості $180 - 60\alpha$ [9].

Розрахунок сталевих конструкцій проводився в пружній стадії роботи матеріалу.

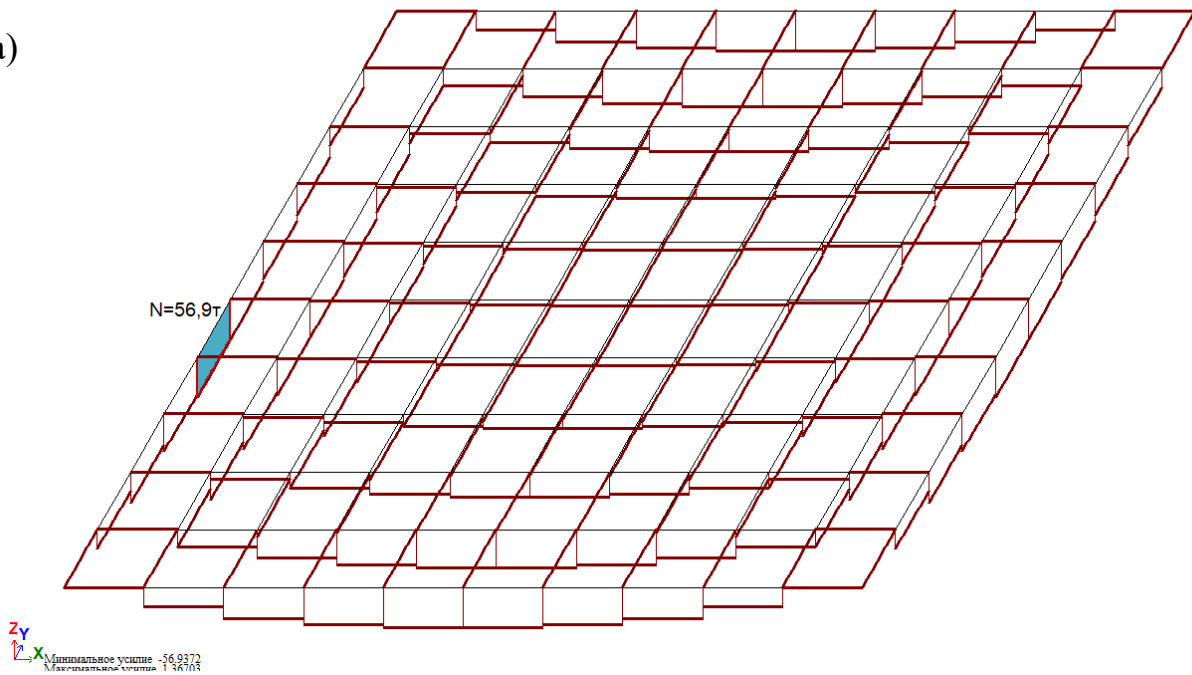
2.1.9.1 Осьові зусилля в стержнях структури

Дослідження показало, що стержні структури зазнають лише осьових зусиль N розтягу чи стиску. Інші зусилля, як то момент вигину чи перерізуюча сила, мають незначні величини.

Стержні верхнього поясу зазнають осьових зусиль стиску, а стержні нижнього поясу працюють на розтяг. Епюри цих зусиль наведено на рис. 2.13–2. 14. Осьова сила N в розкосах має знакозмінне значення, тобто стержні працюють як на розтяг, так і на стиск.

Загружение 1
Эпюра N
Единицы измерения - т

а)



Загружение 1
Эпюра N
Единицы измерения - т

б)

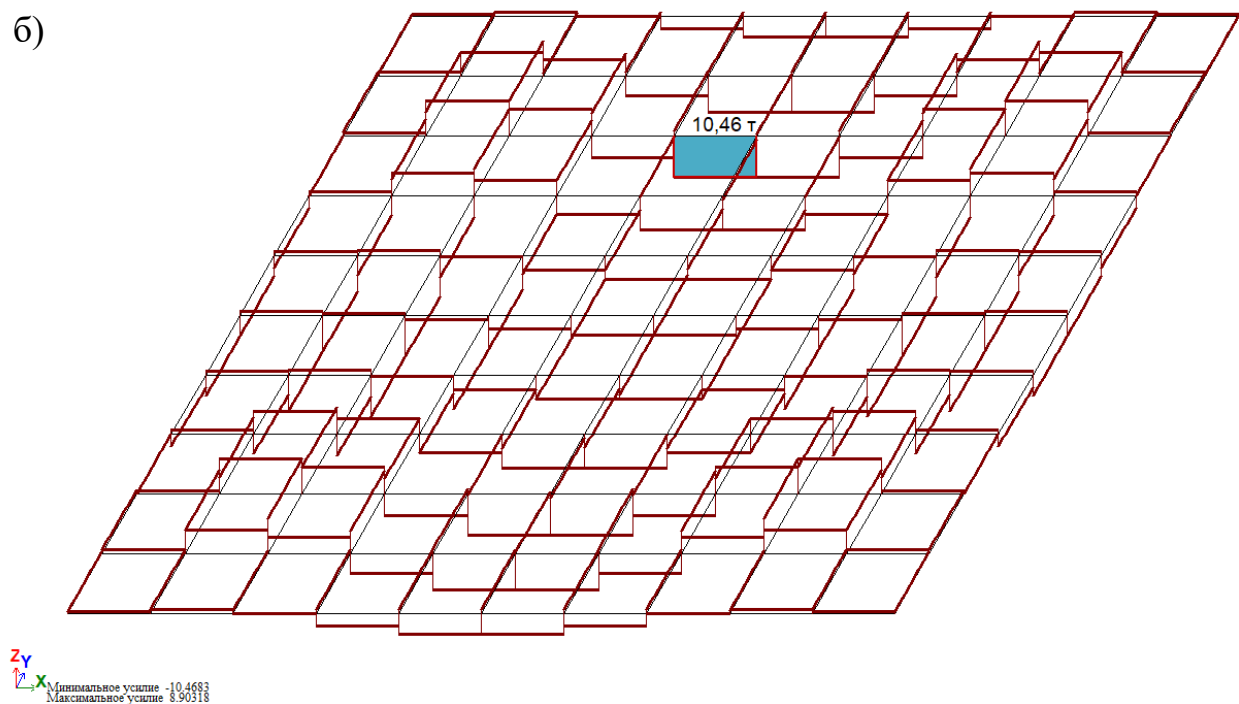


Рис. 2.13 Эпюры осевых усилий N для верхнего пояса структуры: схема №1–а; схема № 2–б

Загружение 1
Эшора N
Единицы измерения - т

a)

N=75,4т



Максимальное усилие 75.4031

Загружение 1
Эшора N
Единицы измерения - т

б)

N=10,76 т



Максимальное усилие -3.72125
Максимальное усилие 10.7687

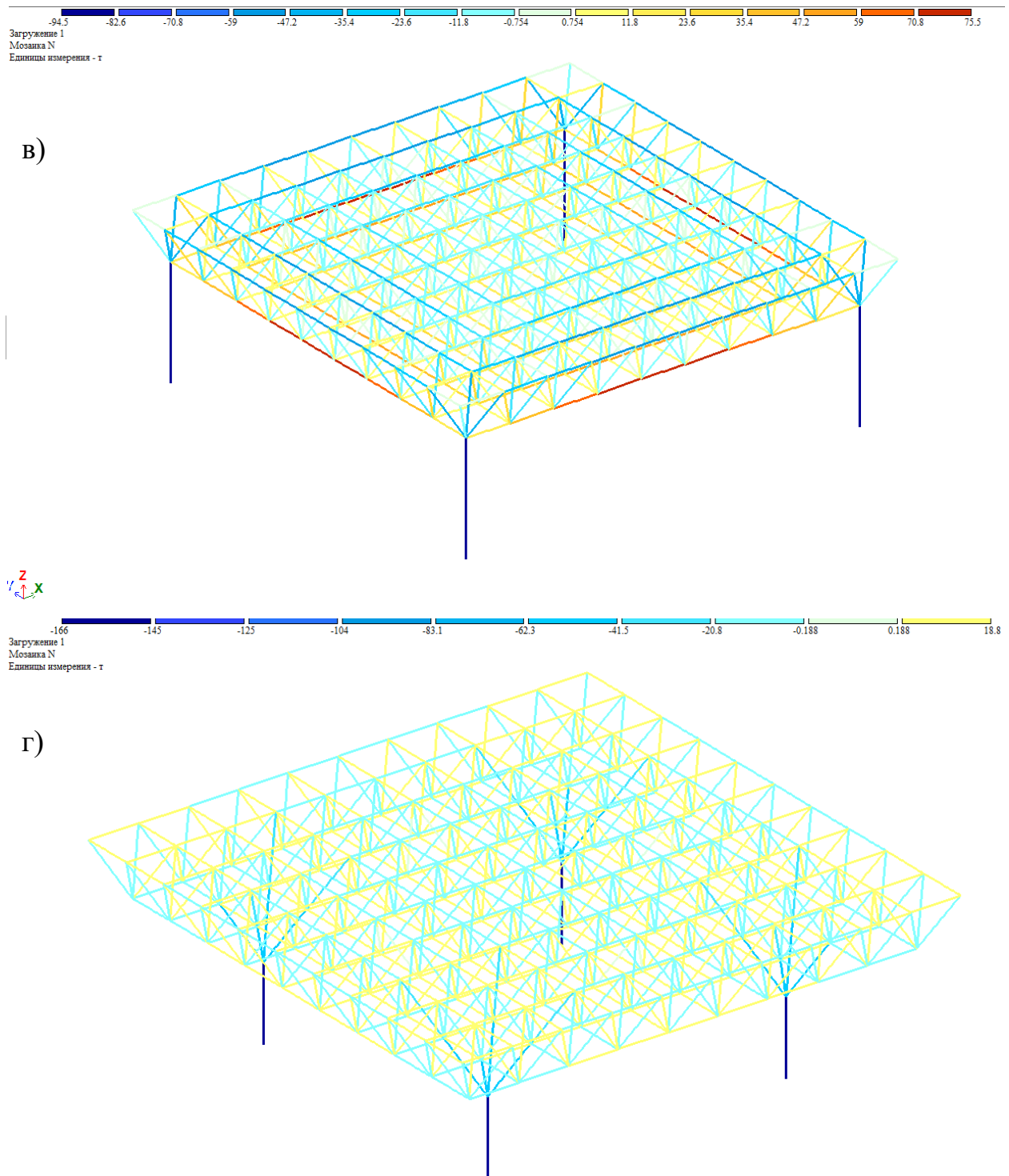


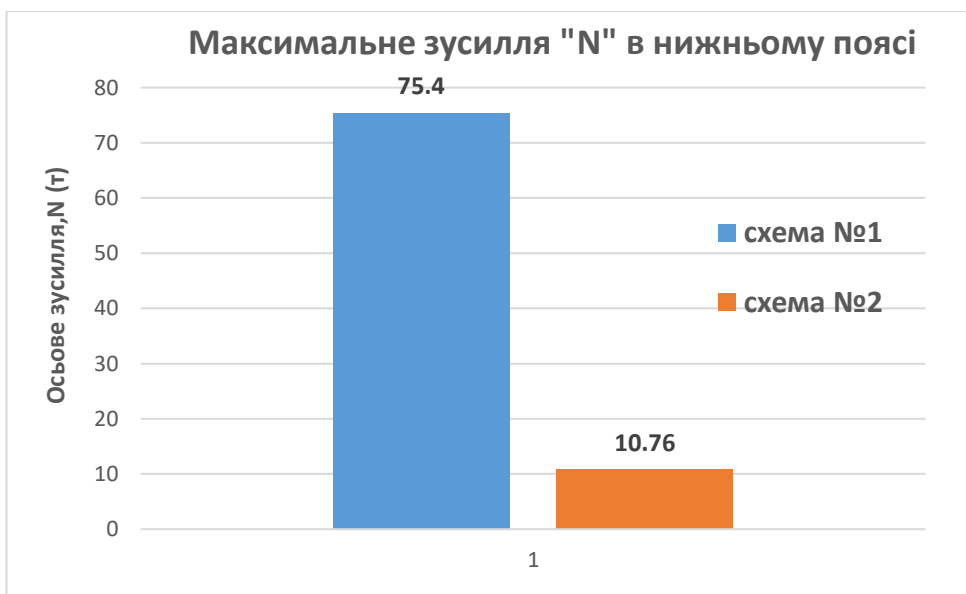
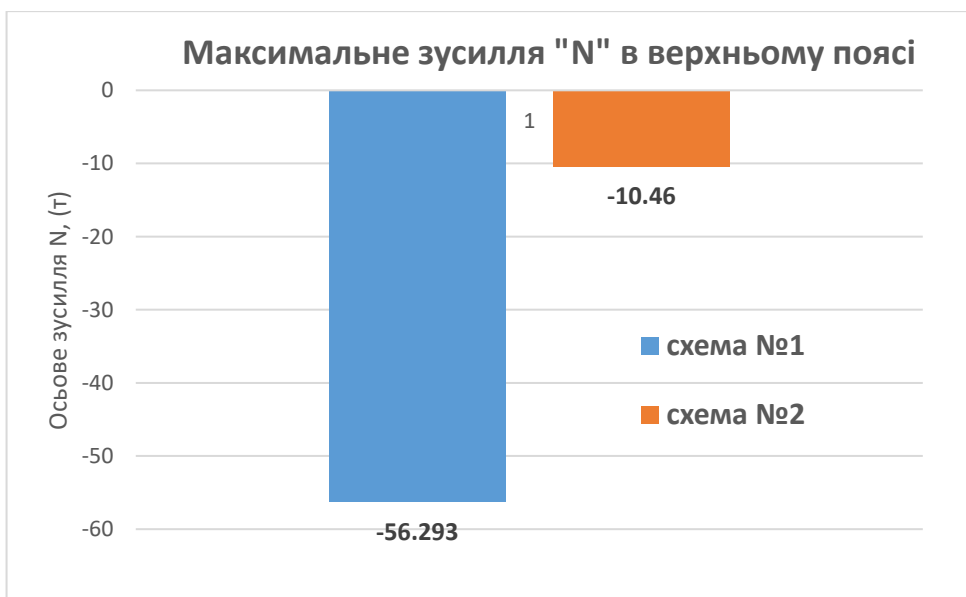
Рис. 2.14 Епюри осевых зусиль N для нижнього поясу структури:
 схема №1– а; схема №2–б; схема; мозаїка осевих зусиль для схеми №1 - в;
 мозаїка осевих зусиль для схеми №2- г;

Втаблиці 2.4 наведено Максимальні зусилля N в поясах структури.

Таблиця 2.4 Максимальні зусилля N в поясах структури

№ схеми	Верхній пояс		Нижній пояс		Розкоси	
	Стиск, т	Розтяг, т	Стиск,т	Розтяг,т	Стиск,т	Розтяг,т
1	-56,93	1,36	0	75,4	-39,52	33,41
2	-10,46	8,9	-3,72	10,76	-29,05	7,51

На рис.2.15 наведено графіки максимальних зусиль в стержнях структур за табл. 2.4.



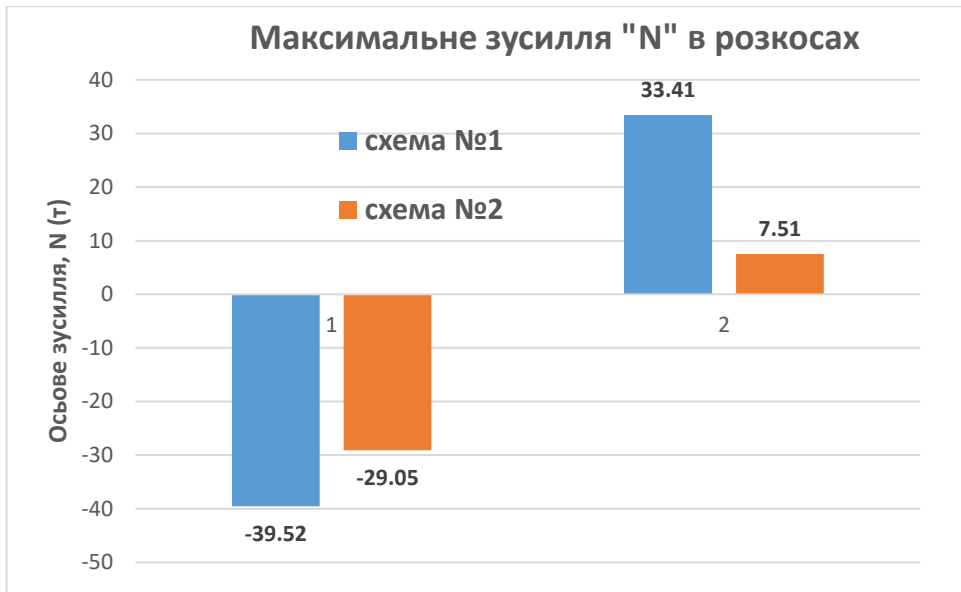


Рис. 2.15 Максимальних зусилля в стержнях структур за табл. 2.4: осьові зусилля в стержнях верхнього поясу-а; осьові зусилля в стержнях нижнього поясу-б; осьові зусилля в стержнях розкосів-в

Так із графіка на рис. 2.15 видно, що зусилля в усіх поясних системах та розкосах зменшуються при переміщенні опорних стійок до середини плити (схема №2).

В схемі №2 в стержнях верхнього та нижнього поясу відбувається рівномірний розподіл зусиль (стиску- в стержнях верхнього поясу та розтягу- в стержнях нижнього поясу).

Цей факт ще раз підтверджує рівномірний характер розподілу зусиль стержнях структури, що відомо з теоретичних передбачень.

Так, максимальні зусилля стиску в схемі № 2 зменшилися в порівнянні із цими зусиллями в схемі №1 в 5,4 рази. Максимальні зусилля розтягу в схемі №2 зменшилися в порівнянні із цими зусиллями в схемі №1 в 7 разів.

Максимальні зусилля стиску в розкосах в схемі №2 зменшилися в порівнянні із цими зусиллями в схемі №1 в 1,36 рази. Максимальні зусилля розтягу в розкосах в схемі №2 зменшилися в порівнянні із цими зусиллями в схемі №1 в 4,45 рази.

2.1.9.2 Зусилля стиску в колонах

В таблиці 2.5 наведено максимальні значення зусилля стиску N в колонах для різних варіантів, що досліджуються.

Таблиця 2.5 Максимальні зусилля в колонах

№ схеми	Максимальне зусилля N , т	Моменти вигину, M_y , т·м		Моменти вигину, M_z , т·м	
1	-96,08	-1,8	1,8	-1,8	1,8
2	-166,18	0	0	0	0

На рис. 2.16-2.17 наведено графіки зусиль за табл. 2.5.

а)

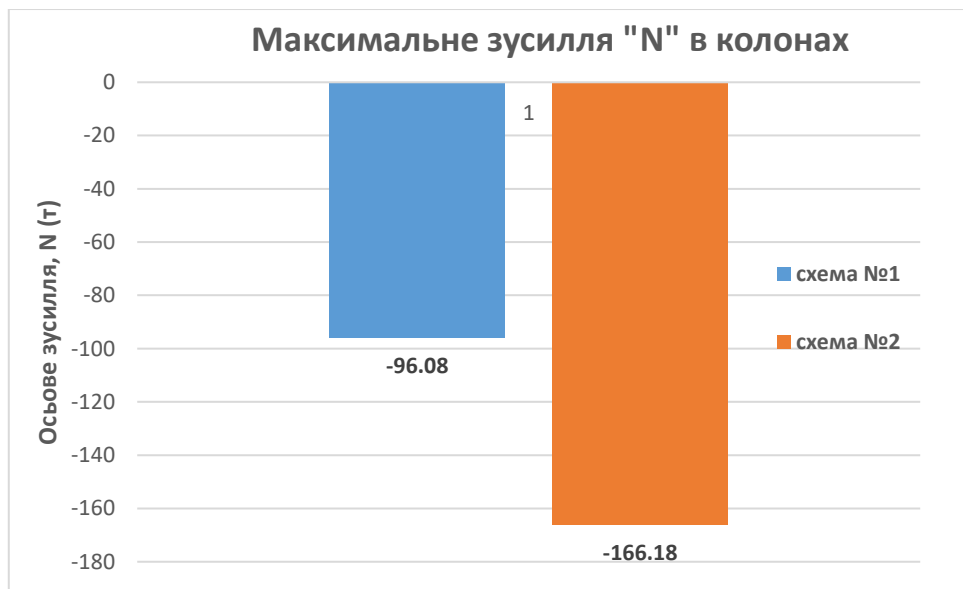


Рис. 2.16 Зусилля N в колонах

б)

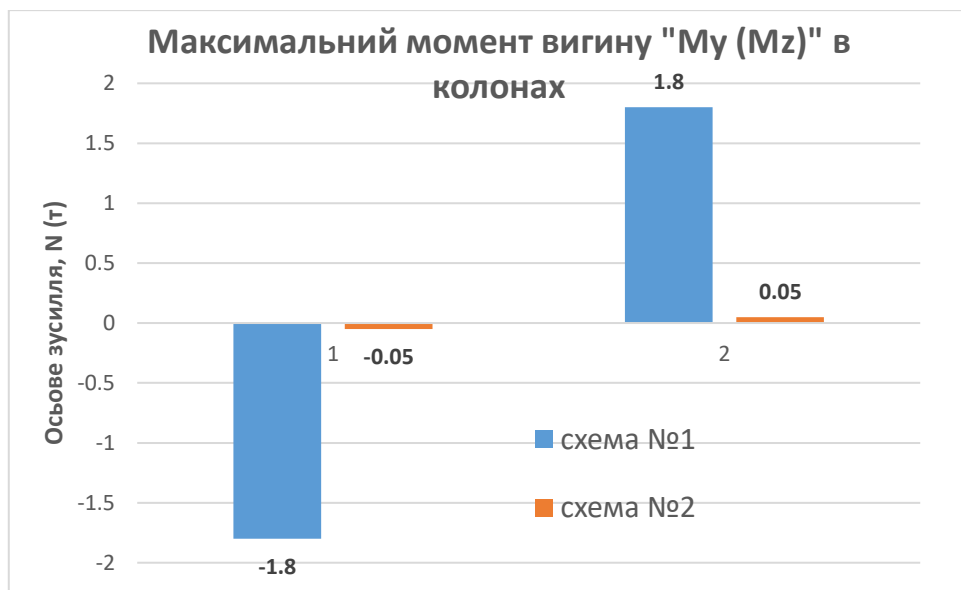


Рис. 2.17 Максимальні моменти вигину M_y (M_z) в колонах

Максимальні зусилля стиску в колонах в обох схемах є однаковими. Колони також зазнають незначних моментів вигину M_y та M_z в обох площинах. Ці моменти є рівними (рис.2.17, б).

З рис. 2.17 видно, що в схемі №2 колони працюють як центральні о завантажені стійки, тобто в них виникає лише осьове стискаюче зусилля. Колони за схемою №1 працюють на стиск з вигином.

2.1.9.3 Деформативність структури

На рис.2.18 наведено максимальні переміщення по вертикалі вузлів розрахункових моделей.

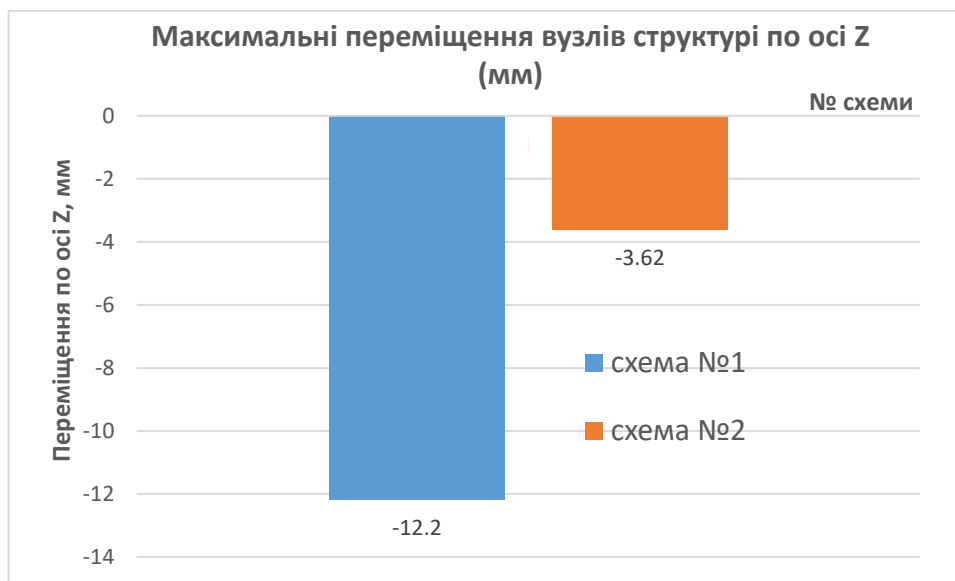


Рис. 2.18 Максимальні переміщення по вертикалі вузлів розрахункових моделей

В таблиці 2.6 наведено вертикальні переміщення вузлів структурних плит.

Таблиця 2.6 Вертикальні переміщення вузлів структурних плит

№ вузла	Переміщення вузлів верхнього поясу моделей по вертикалі, мм		Переміщення вузлів нижнього поясу моделей по вертикалі, мм	
	Схема №		Схема №	
	1	2	1	2
1	-10,77	-10,77	-10,8	-2,9
2	-11,14	-11,14	-11,2	-3,1
3	-11,53	-11,53	-11,6	-3,3
4	-11,87	-11,87	-12,0	-3,5
5	-12,11	-12,11	-12,1	-3,6
6	-12,20	-12,20	-12,1	-3,6
7	-12,11	-12,11	-12,0	-3,5
8	-11,87	-11,87	-11,6	-3,3
9	-11,53	-11,53	-11,2	-3,1
10	-11,14	-11,14	-10,8	-2,9
11	-10,77	-10,77		

На рис. 2.20–2.21 наведено графіки прогинів по вертикалі в узлах структури в її поперечному перерізі 1-1 (рис. 2.19).

Отже, рис.2.18 свідчить, що схема №2 є більш жорсткою в порівнянні із схемою №1. Деформативність схеми №2 є в 3,4 рази меншою ніж схеми №1.

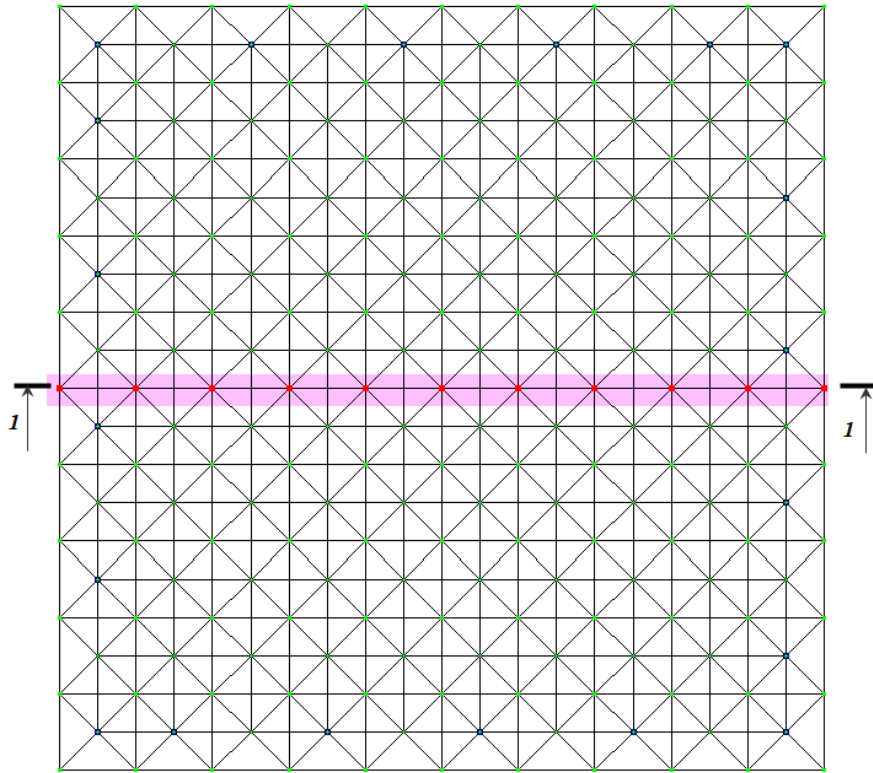


Рис.2.19 Поперечний переріз 1-1, в якому досліджуються прогини конструкції

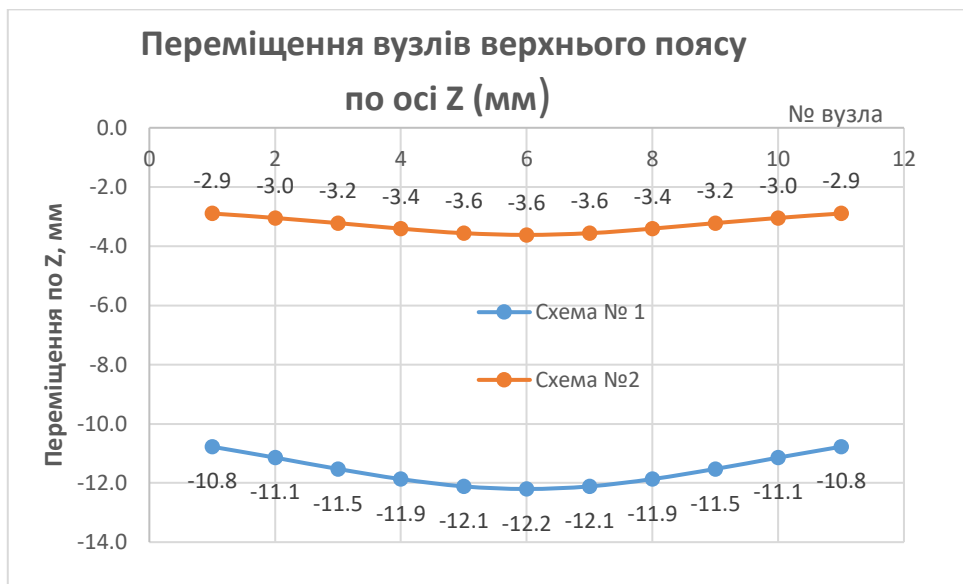


Рис. 2.20 Переміщення вузлів верхнього поясу по осі Z (мм)

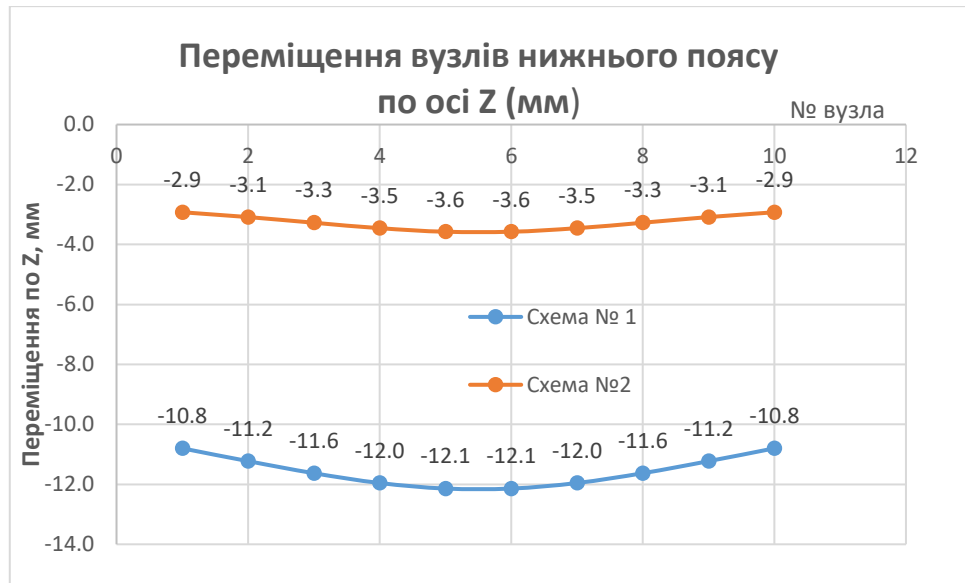
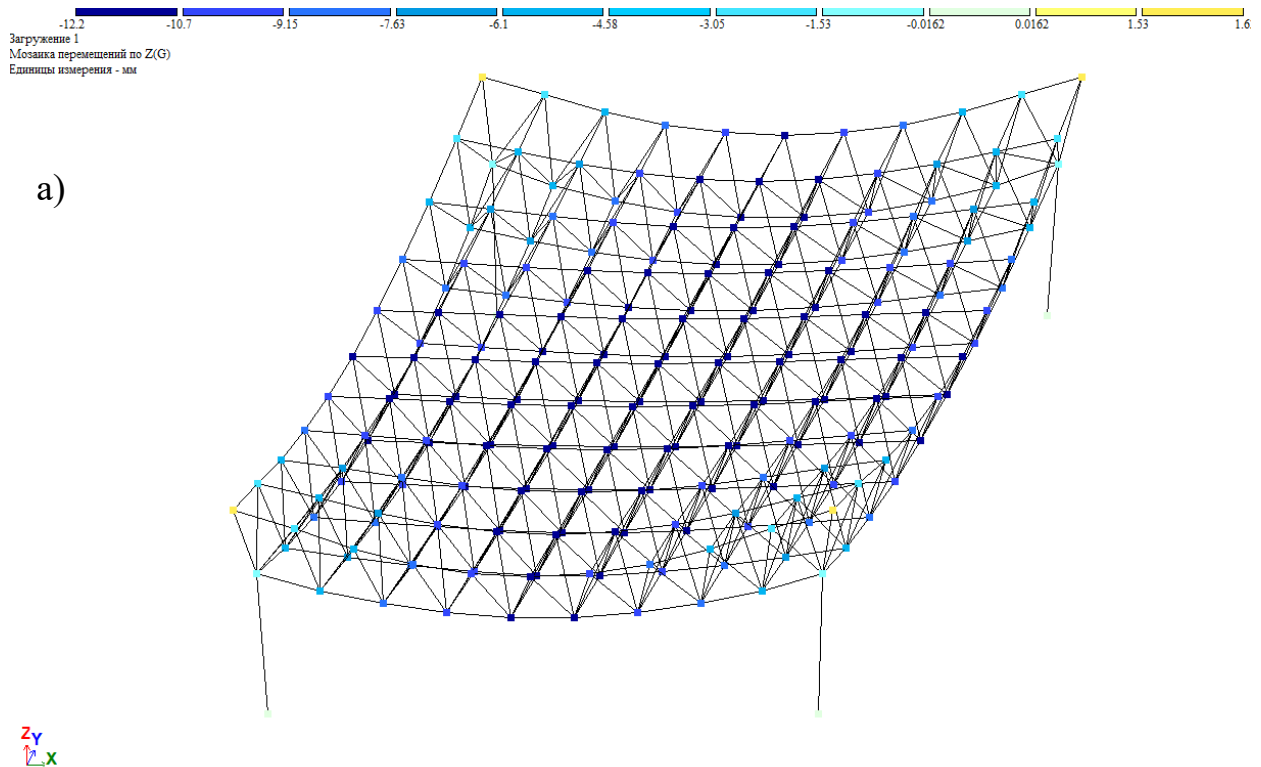


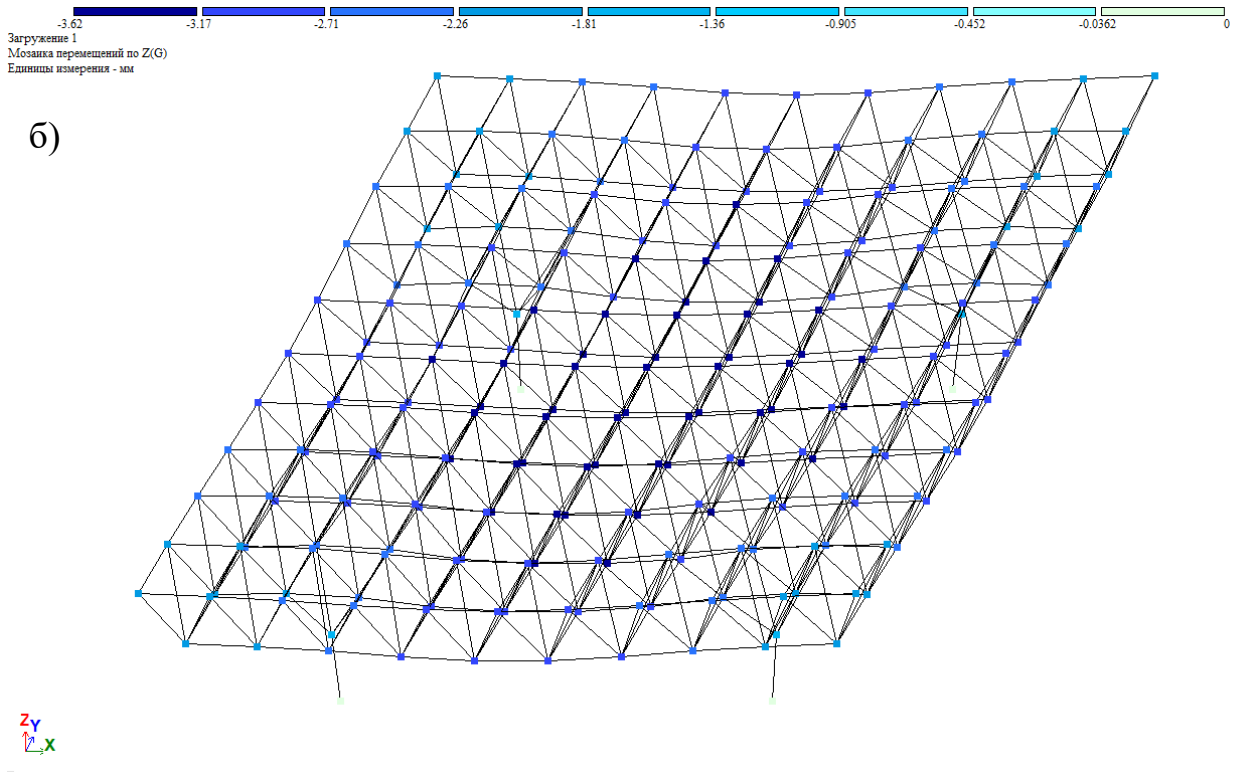
Рис. 2.21 Переміщення вузлів **нижнього** поясу вздовж осі Z (мм)

Так, із рис. 2.20-2.21 видно, що найменшу жорсткість матиме структура за схемою №1 – з опорою на чотири колони в кутах. Найбільш жорсткою буде схема №3- із спиранням структурної плити по периметру.

На рис. 2.22 наведено деформовані схеми та мозаїки переміщень вузлів моделей вздовж осі Z.



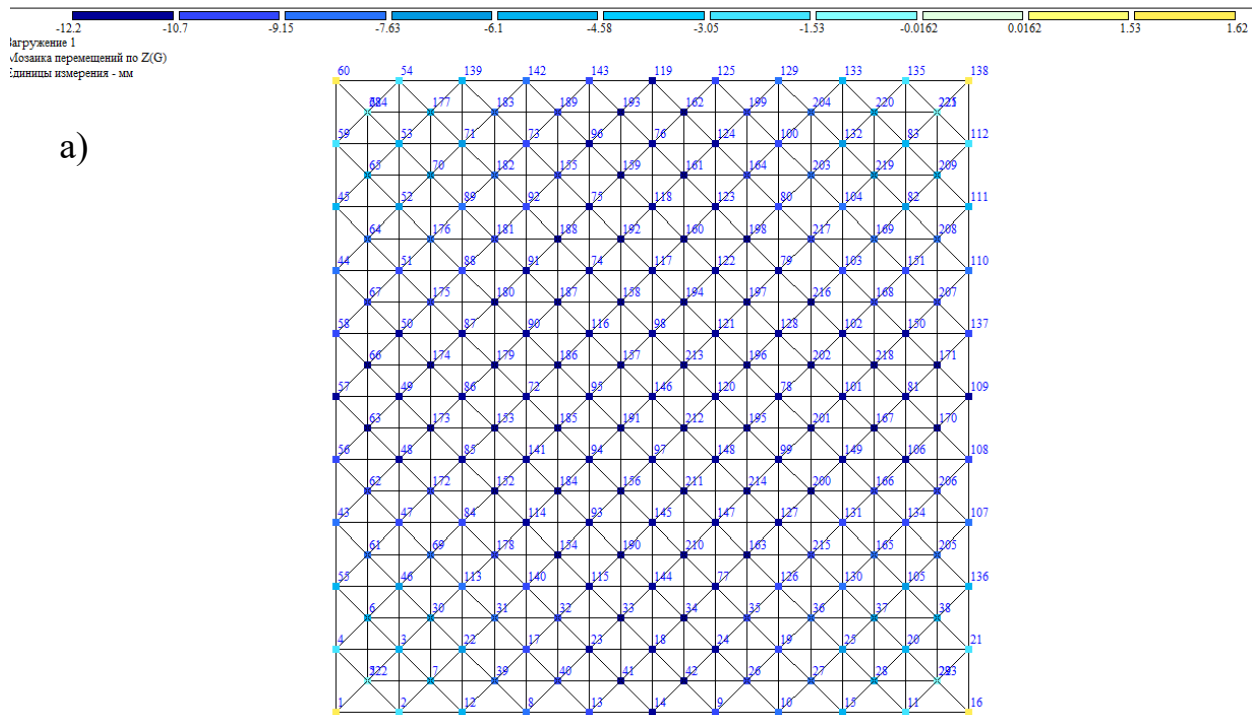
Z
Y
X



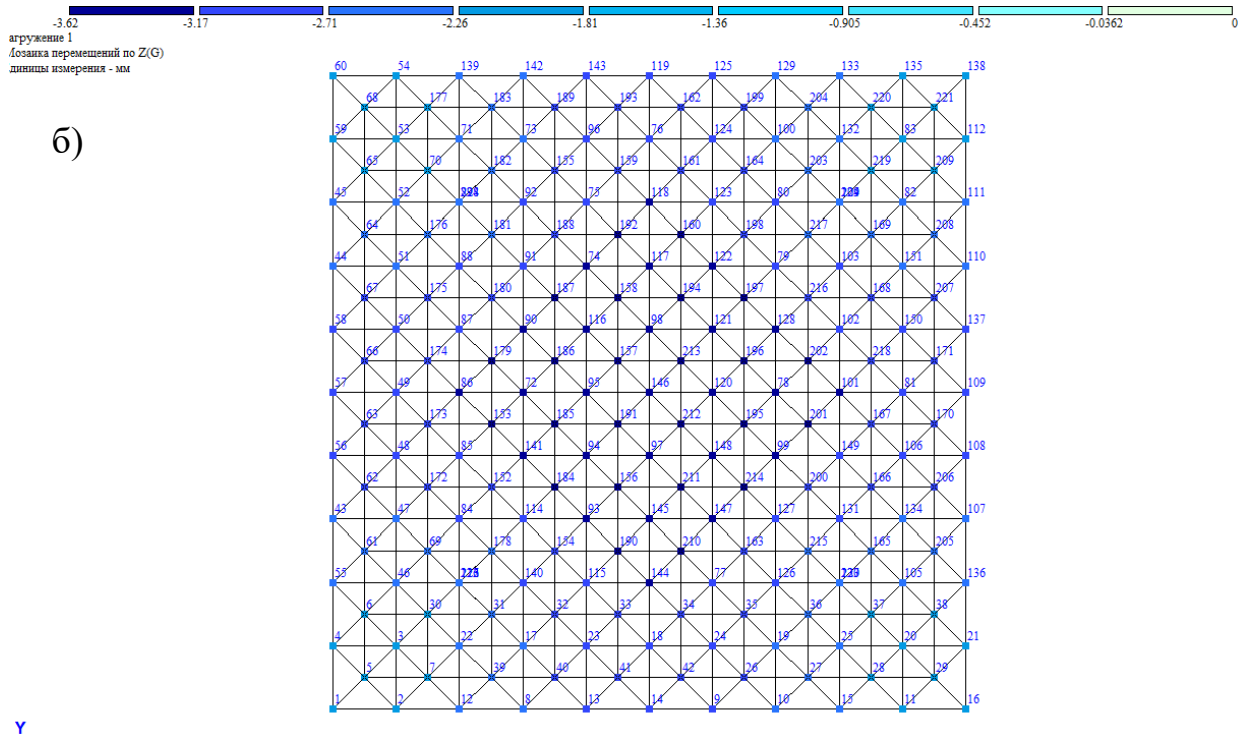
б)

Рис.2.22 Деформовані схеми та мозаїки переміщень вузлів: схема №1–а; схема №2–б

На рис.2.23 наведено мозаїки переміщень вузлів верхнього поясу схем ПЛИТИ.



а)



б)
Рис. 2.23 Мозаїка переміщень вузлів аерхнього поясу схем по осі Z: схема №1–а; схема №2–б

Гранично допустимі прогини визначені за формулою (4.1):

$$f = \frac{L}{262,5} = \frac{27000}{262,5} = 102,86 \text{ мм.} \quad (4.1)$$

Як видно з рис. 2.22 та таблиці 2.6 деформативність першої моделі перевищують допустимі межі, а деформативність другої моделі є в допустимих межах.

2.1.9.4 Перевірка міцності перерізів

Розрахунок на міцність елементів із сталі з нормативним опором

$R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу і стиску слід виконувати за формулою (1.4.1) [16]:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.1)$$

З формули (1.4.1) [9] знаходимо необхідну площу перерізу стержня виходячи із умови міцності перерізу на центральний розтяг та стиск:

$$A_n = \frac{N}{R_y \gamma_c} \quad (2.2)$$

Розрахунковий опір сталі класу С 245 при розтязі, стиску та згині становить $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2 = 24 \text{ кН/см}^2$

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску слід виконувати за формулою (1.4.3) ДБН Сталеві конструкції [16]:

$$\frac{N}{\varphi A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.3)$$

Тоді необхідна площа перерізу стержня із умови міцності для стиснутого стержня:

$$A_n = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} \quad (2.4)$$

На рис. 2.17 наведено максимальні значення зусиль N за табл. 2.5 в стержнях нижнього, верхнього поясів та розкосів.

В таблиці 2.5 та 2.5 наведені максимальні осьові зусилля, що виникають в стержнях структури та в колонах. На основі цих даних знайдемо за умовами міцності (2.1) та стійкості (п. 1.4.1.3 [9]) для стиснутого стержня та умовою міцності для розтягнутого стержня необхідну площу перерізу стержнів.

Необхідну із умови міцності площу перерізу стержня обчислимо за (2.2) та запишемо до таблиць 2.7–2.11. Також підберемо за сортаментом труб (ГОСТ 8639-82) трубчатий профіль, обчислимо його вагу та загальну вагу верхнього поясу, нижнього поясу, розкосів та колон.

Таблиця 2.7 Підрахунок ваги верхнього поясу

№ схемп	N, кН	Площа перер., що вимагається А, см ²	Профіль труби/А, см ²	Прийнятний профіль труби	Площа перізу прийнятого профілю труби, см ²	Вага 1м.п. профілю, кг	Вага 1м.п. профілю, т	Довжина стержнів поясу, м	Вага, т
1	558,40	25,53	80x7/19,6	120x6	26,74	20,99	0,02099	660	13,85
2	102,61	4,88	80x4/11,88	45x3	4,88	3,83	0,00383	660	2,53

Таблиця 2.8 Підрахунок ваги нижнього поясу

№ схемп	N, кН	Площа перер., що вимагається А, см ²	Профіль труби/А, см ²	Прийнятний профіль труби	Площа перізу прийнятого профілю труби, см ²	Вага 1м.п. профілю, кг	Вага 1м.п. профілю, т	Довжина стержнів поясу, м	Вага, т
1	739,67	30,82	120x6/26,74	120x7	30,8	24,18	0,02418	660	15,96
2	105,56	4,40	60x7/14	42x3	4,52	3,55	0,00355	660	2,34

Таблиця 2.9 Підрахунок ваги розкосів

№ схемп	N, кН	Площа перер., що вимагається А, см ²	Профіль труби/А, см ²	Прийнятний профіль труби	Площа перізу прийнятого профілю труби, см ²	Вага 1м.п. профілю, кг	Вага 1м.п. профілю, т	Довжина стержнів поясу, м	Вага, т
1	387,69	18,41	60x7/14	70x8	18,74	14,71	0,01471	660	9,71
2	284,98	13,54	50x3/5,48	60x7	14	11	0,011	660	7,26

Таблиця 2.10 Підрахунок ваги колон

№ схемп	N, кН	А, см ²	Прийнятний профіль труби(ГОСТ 10704-91)	Площа перізу прийнятого профілю труби, см ²	Вага 1м.п. профілю, кг	Вага 1м.п. профілю, т	Кількість колон в моделі	Довжина стержня, м	Загальна вага колон в моделі, т
1	941,76	44,03	150x8	44,34	34,81	0,03481	4	7,42	1,03
2	1628,48	74,82	426x12	79,2	58,72	0,05872	4	4,42	1,04

Таблиця 2.11 Підрахунок ваги всієї конструкції

№ схеми	Вага верхнього поясу, т	Вага нижнього поясу, т	Вага розкосів, т	Вага структурної плити, т	Вага колон в схемі, т	Всього вага схеми, т	% структурної плити в загальній вазі моделі
1	13,85	15,96	9,71	39,52	1,03	40,55	97,54
2	2,53	2,34	7,26	12,13	1,04	13,17	92,1

На рис. 2.23 наведено порівняльні графіки ваги окремих груп стержнів структурної плити

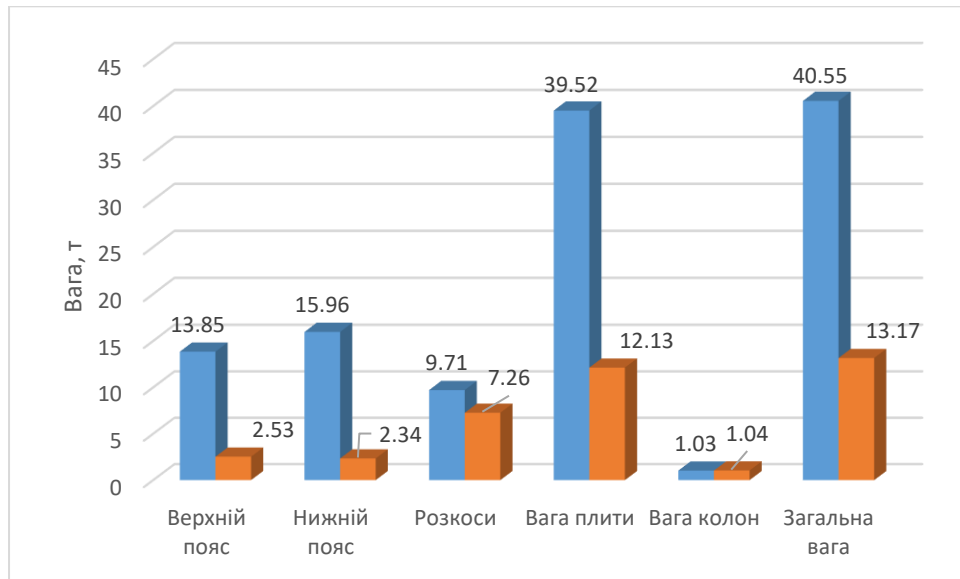


Рис. 2.23 Вага моделей структурної плити

Так із рис. 2.23 та таблиць 2.7–2.11. видно, що вага верхнього поясу плити за схемою №2 в 5,5 разів є меншою ніж вага верхнього поясу плити за схемою №1. Вага нижнього поясу плити за схемою №2 в 6,8 рази є меншою ніж вага верхнього поясу плити за схемою №1. Вага розкосів плити за схемою №1 на 33% є більшою ніж вага розкосів плити за схемою №2. Загалом вага всієї моделі №1 в 3 рази є більшою за вагу моделі №2.

2.1.10 ВИСНОВКИ З ДОСЛІДНИЦЬКОЇ РОБОТИ

1. При двох способах розташування стійок деформовані схеми плити значним чином відрізняються.
2. Встановлено, що спосіб розташування колон (опорних стійок) при спиранні структурної плити на опори суттєво впливає на напружено-

деформований стан плити, обумовлює значні зміни й перерозподіл зусиль в стержнях структури.

3. Величини зусиль в стержнях верхнього та нижнього поясів мають значні розбіжності (в 5,5 та 6,8 разів відповідно), а розкоси моделей зазнають не таких суттєвих розбіжностей в зусиллях (до 33%).
4. Деформативність схеми №2 є в 3,4 рази меншою ніж схеми №1 й фактичний максимальний прогин для схеми № 1 перевищує значення гранично допустимого прогину. Для схеми №2 прогин знаходиться в допустимих межах.
5. Очевидно, що за критерієм металоємності для розглянутих конструктивних рішень модель з із зміщенням колон в середину структури буде ефективнішою в порівнянні з моделлю, у якій колони розташовані в кутах структурної плити, оскільки вага моделі № 2 буде в 3 рази меншою, ніж вага моделі за схемою № 1.

2.2 Пункт «Розрахунково-конструктивний»

2.2.1 Розрахунок осідання фундаменту

Фундаменти під колони прийняті збірні залізобетонні за серією Ф 123-97.

Таблиця 2.12 Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчику

Номер шару	Найменування ґрунту	Номер свердловини та товщина шару, м		
		1	2	3
1	Ґрунтово – рослинний шар	0.8	1.0	1.2
2	Суглинок жовто – коричневий	0.5	3.6	3.2
3	Суглинок темно - жовтий	4.6	1.2	-
4	Пісок дрібнозернистий	7.6	5.0	5.0
5	Суглинок світло - жовтий	1.4	1.5	1.5
6.	Рівень ґрунтових вод	-	-	-

Таблиця 2.13 Характеристики властивостей ґрунтів

Назва	Умовне позначення	Одиниці виміру					
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ	т/м ³	1.48	1.87	1.82	1.80	1.95
Щільність частинок	ρ_s	т/м ³		2.68	2.68	2.66	2.71
Природна вологість	W			0.25	0.28	0.18	0.18
Вологість на межі текучості	W_l			0.35	0.34		0.33
Вологість на межі розкачування	W_p			0.23	0.22		0.22
Відносний вміст органічних речовин	$I_{вдн.}$						
Коефіцієнт фільтрації	K_f	см/с					
Кут внутрішнього тертя	ϕ	град.		18	22	30	21
Питоме щеплення	C	кПа		38	21	2	29
Модуль деформації	E	МПа		20	24	56	19

Оцінка інженерно - геологічних умов

1 шар:

Грунтово - рослинний шар зрізається як цінний рослинний для озеленення та благоустрою території.

2 шар:

Суглинок жовтий.

а) коефіцієнт пористості

$$e = (2.68 \times (1 - 0.28) / 1.82) - 1 = 0.78$$

б) ступінь вологості

$$S_r = 1.98 \times 0.28 / 0.88 \times 1 = 0.63$$

в) число пластичності

$$I_p = W_l - W_p = 0.35 - 0.25 = 0.12$$

г) показник консистенції

$$I_l = W - W_p / I_p = (0.25 - 0.23) / 0.12 = 0.17$$

Цей шар відноситься до вологого суглинка, напівтвердої консистенції, що здатний нести навантаження, яке передається через фундамент.

3 шар:

а) коефіцієнт пористості

$$e = (2.68 \times (1 - 0.28) / 1.82) - 1 = 0.88$$

б) ступінь вологості

$$S_r = 2.68 \times 0.28 / 0.88 \times 1 = 0.85$$

в) число пластичності

$$I_p = 0.34 - 0.22 = 0.12$$

г) показник консистенції

$$I_t = (0.28 - 0.22) / 0.12 = 0.5$$

Даний шар - вологий суглинок темно - жовтий, тугопластичний, що здатний сприймати зовнішнє навантаження.

4 шар:

а) коефіцієнт пористості

$$e = (2.66 \times (1 + 0.18) / 1.8) - 1 = 0.74$$

б) ступінь вологості

$$S_r = 2.66 \times 0.18 / 0.74 \times 1 = 0.65$$

Даний шар відноситься до дрібних пісків середньої щільності, вологий.

5 шар:

а) коефіцієнт пористості

$$e = (2.71 \times (1 + 0.18) / 1.95) - 1 = 0.64$$

б) ступінь вологості

$$S_r = 2.71 \times 0.18 / 0.64 \times 1 = 0.76$$

в) число пластичності

$$I_p = 0.33 - 0.22 = 0.11$$

г) показник консистенції

$$I_t = (0.18 - 0.22) / 0.11 = -0.36$$

Характеристика шару: суглинок жовтий, вологий, твердий, здатний сприймати навантаження від конструкцій.

По конструкції кріплення колони до фундаменту приймемо глибину закладання фундаменту 1.5 м, що більше глибини промерзання ґрунту для даного району, що складає 1.0 м.

Розрахункове зусилля на обрізі фундамента по таблиці комбінацій зусиль для колони складають:

Комбінація 1:

$$M_{\max} = 720 \text{ кН м}; \quad N = 1765 \text{ кН}; \quad Q = 53.5 \text{ кН}.$$

Комбінація 2:

$$N_{\max} = 1981.6 \text{ кН}; \quad M = 421 \text{ кН м}; \quad Q = 31.53 \text{ кН}.$$

Розрахункові зусилля на підшві фундамента:

Комбінація 1:

$$M = M_{\max} + Q h_{\phi} = 720 + 53.5 \times 0.9 = 768 \text{ кН м};$$

$$N = 1765 \text{ кН}$$

де $h_{\phi} = 1.5 - 0.6 = 0.9 \text{ м}$ - висота фундамента.

Комбінація 2:

$$M = 421 - 31.53 \times 0.9 = 392 \text{ кН м};$$

$$N = 1981.6 \text{ кН}.$$

Попередньо призначаємо розміри фундамента: 4 x 2.5 м,

$$\text{Площа фундамента: } A = 4 \times 2.5 = 10 \text{ м}^2.$$

$$\text{Момент опору: } W = 2.5 \times 4^2 / 6 = 6.67 \text{ м}^3.$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунта основи:

- коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи та будівлі;

- менша сторона фундамента;
- глибина закладення фундамента;
- середнє розрахункове значення об'ємної ваги ґрунта, що залягає вище відмітки фундамента;
- середнє розрахункове значення об'ємної ваги ґрунта, що залягає нижче підшви фундамента;
- питоме зчеплення ґрунта, що залягає під підшвою фундамента:

$$R = (1.2 \times 1 / 1.1) \times (0.43 \times 2.5 \times 17.8 + 2.72 \times 1.5 \times 17.7 + 5.31 \times 38) = 294 \text{ кН/м}^2$$

Визначення крайового тиску на основу

1.Визначаємо ексцентриситет прикладення сили від першої комбінації:

$$768 / (1765 + 20 \times 1,5 \times 10) = 0,31 \text{ м}$$

2. Визначаємо ексцентриситет прикладення сили від другої комбінації:

$$392 / (1981,6 + 20 \times 1,5 \times 10) = 0,1 \text{ м, так як, то}$$

Перша комбінація зусиль:

$$P_{\max} = 17,65/10 + 20 \times 1,5 + 768/6,67 = 333 \text{ кН/м}^2 < 1,2 R = 353 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{\min} = 1765/10 + 30 - 768/6,67 = 120 \text{ кН/м}^2 < R = 294 \text{ кН/м}^2$$

Друга комбінація зусиль:

$$P_{\max} = 1981,6/10 + 30 + 392/6,67 = 279 \text{ кН/м}^2 < 1,2 R = 353 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{\min} = 1981,6/10 + 30 - 392/6,67 = 205 \text{ кН/м}^2 < 1,2 R = 353 \text{ кН/м}^2$$

Висновок: розміри фундаменту, що прийняті, спроможні передати навантаження на ґрунт. Висота ступеней фундаменту під колону становить 30 см. Обчислюємо напруження в ґрунті від 1-ї комбінації зусиль без врахування ваги ґрунту:

$$P_1 = 1765/10 + 768/6,67 = 303 \text{ кН/м}^2$$

$$P_2 = 1765/10 - 768/6,67 = 90 \text{ кН/м}^2$$

Розрахунок робочої арматури в нижній частині плити

Момент в перерізі 1 - 1:

$$M_1 = 301 \times 1,1^2 \times 2,5/2 = 455 \text{ кН м}$$

$$d_e = 0,5 \times (303 + 299,5) = 301 \text{ кН/м}^2$$

Потрібний переріз арматури:

$$F_a = M_1 / 0,9 R_a ; d = 45500 / 0,9 \times 27 \times 56,5 = 31,4 \text{ см}^2$$

де $f_{yd} = 27 \text{ кН/м}^2$ - розрахунковий опір арматури класу А300;

$$d = h - h_3 = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см.}$$

Назначаємо крок 150 мм, тоді на ширині 2,5 м влаштовується 16 стержнів.

Приймаємо 16 стержнів $\varnothing 16$ А 300 з $F_a = 32,2 \text{ см}^2$

$$M_2 = 302 \times 0,552 \times 2,5/2 = 114 \text{ кН м}$$

$$d_e = 0,5 \times (303 + 301) = 302 \text{ кН/м}^2$$

Потрібний переріз арматури:

$$F_a = M_2 / 0,9 R_a; d = 11400 / 0,9 \times 27 \times 26,3 = 16 \text{ см}^2$$

Розрахунок показує, що можна половину стержнів обірвати.

Підбір арматури в напрямленні короткої сторони:

$$= 186 \times 0,82 \times 4 / 2 = 238 \text{ кН м}$$

де $P_{cp} = (303 + 90) \times 0,5 = 186 \text{ кН/м}^2$.

Необхідний переріз арматури:

$$F_a = 23800 / 0,9 \times 27 \times 56,5 = 17,8 \text{ см}^2$$

Приймаємо крок стержнів 250 мм, кількість стержнів 16 \varnothing 12 А 300 з $F_a = 18,1 \text{ см}^2$.

2.3.4 Побудова епюр побутового та додаткового тиску

Призначаємо товщину шару ґрунта, що стискується:

$$h_i = 0,3 \text{ в} = 0,3 \times 2,5 = 0,8 \text{ м.}$$

Побутовий тиск ґрунта на рівні подошви фундаменту:

$$= 1,0 \times 14,8 + 0,65 \times 18,7 = 26 \text{ кН/м}^2$$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P_0 = 226 - 26 = 200 \text{ кН/м}^2$$

Додатковий тиск викликає ущільнення ґрунта основи, що приводить до осідання фундаменту.

z - відстань від подошви фундаменту до відповідного шару, де визначається додатковий тиск.

Побутовий тиск визначається за формулою:

$$\sigma_{zg_1} = 14,8 \times 1 = 14,8 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg_2} = 14,8 + 3,6 \times 18,7 = 82,12 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg_3} = 82,12 + 1,2 \times 18,2 = 103,96 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg_4} = 103,96 + 5 \times 18,0 = 193,96 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg_5} = 193,96 + 19,5 \times 1,5 = 223,21 \text{ кН/м}^2$$

За даними табличного розрахунку будемо епюру тиску від власної ваги ґрунта природної вологості (1) та епюру додаткового тиску (2).

Таблиця. 2.14 Дані до побудови епюру тиску від власної ваги ґрунта природної вологості та епюру додаткового тиску

№ з/п	№ шару	Глибина підшви шару, z, м	Коефіцієнт m	Середній тиск P_0 , кН/м ²	Коефіцієнт α	Додаткове напруження тиску, $\sigma_{гр}$, кН/м ²
1	0	0	0	200	1	200
2	1	0.8	0.4		0.976	195
3	2	1.6	0.8		0.871	174
4	3	2.4	1.2		0.726	145
5	4	3.2	1.6		0.549	109.8
6	5	4.0	2		0.443	88.6
7	6	4.8	2.4		0.35	70
8	7	5.6	2.8		0.282	56.4
9	8	6.4	3.2		0.23	46
10	9	7.2	3.6		0.19	38
11	10	8.0	4		0.16	32
12	11	8.8	4.4		0.13	26

Висоту стисненої товщі ґрунта основи визначаємо графічно:

$$0,2\sigma_{zg1} = 0,2 \times 14,8 = 2,96 \text{ кН/м}^2$$

$$0,2\sigma_{zg4} = 0,2 \times 193,96 = 38,3 \text{ кН/м}^2$$

Викорстовуючи масштаб визначаємо висоту товщі ґрунта, що стискається:

$$H_{cr} = 8,0 \text{ м.}$$

$$\text{Побутовий тиск : } H_{cr} = 103,96 + 18 \times (5,0 - 1,15) = 173,85 \text{ кН/м}^2$$

$$1,0 + 3,6 + 1,2 + 5 - 8,0 - 1,65 = 1,15 \text{ м}$$

$$0,2 \times 73,26 = 34,652 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{Додатковий тиск на глибині } H_{cr} = 0,173 \times 200 = 34,53 \text{ кН/м}^2$$

$$2 \times 8 / 2,5 = 6,4; \quad 0,173$$

$$34,652 - 34,53 = 0,122 \text{ кН/м}^2 < 5 \text{ кН/м}^2$$

Визначаємо величину осідання за формулою:

$$S=0,8\sum\sigma_{zpi} \cdot h_i/E_i=0,8((200 \times 0,8/20000)+(195 \times 0,8/20000)+ (174 \times 0,8/20000)+ \\ +(145 \times 0,8/20000)+(109,8 \times 0,8/20000)+(88,6 \times 0,8/20000)+ (70 \times 0,8/20000)+ \\ +(56,4 \times 0,8/20000)+ (46 \times 0,8/20000)+(38 \times 0,8/20000)+ (32 \times 0,8/20000)+ \\ +(26 \times 0,8/20000))=0,0784 \text{ см}$$

$$S=0,0784 \text{ см} < S_{\text{н}}=0,08 \text{ см}$$

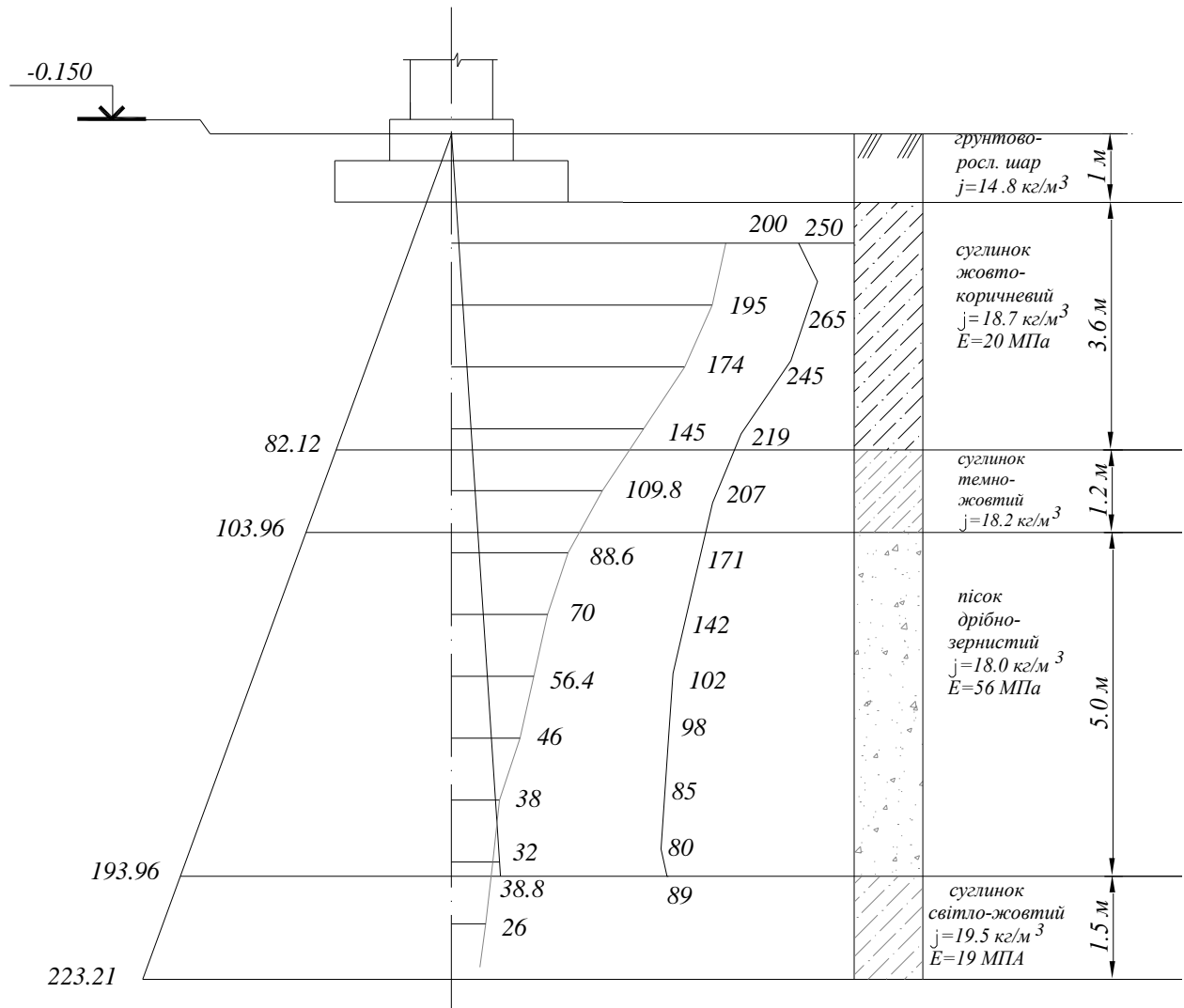


Рис. 2.24 Епюра тиску під подошвою фундаменту

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Будівельний майданчик розташовано в місті Білопілья. До будмайданчика прокладено автомобільний шлях. Постачання матеріалів відбувається зі складу. Склад розташовано біля об'єкту. Тимчасова Електролінія, що є тимчасовою, підключена до постійної електролінії. Підключення здійснюється через трансформатор. Тимчасові інженерні комунікації запроектовані від існуючих комунікацій. Влаштовується колодязь при підключенні до стаціонарних мереж.

3.2 Технологічна карта на влаштування бетонних підлог

3.2.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена на влаштування підлоги з бетону одноповерхові промислової будівлі.

Використання техкарти при технологічному процесі дозволить на 100 м² бетонної підлоги в порівнянні з влаштуванням ранньої технології знизити витрати цементу на 0,29 т, злегшити працю бетонщиків, зменшити витрати праці на 2 л-год. Буде мати місце економія коштів.

3.2.2 Технологія влаштування підлог з бетону

Під час влаштування підготовок з бетону під підлоги використовують бетон низьких класів та бетонну суміш з осіданням конуса до 2 см. Бетонування підлог та шарів, що підстиляють, здійснюється стандартними смугами шириною 3- 4 м. Смуги влаштовуються через одну за дошками-маяками.. У проміжні смуги бетонну суміш вкладають після того, як бетон набуде початкової міцності в суміжних смугах. Перед бетонуванням проміжних смуг знімають дошки-маяки. Потім в цих місцях будуть влаштовані робочі шви. Суміш з бетону доставляють на місце бетонування безпосередньо з машин-автобетоновозів або за допомогою бетононасосів. Шари суміші укладають на 1-2 см вище висоти, що є проектною. Суміш спочатку

розрівнюють, ущільнюють доведенням рівня бетонної суміші до рівня встановлених дошок-маяків чи смуг з бетону, що є суміжними. Потім бетон за досягненням ним міцності бетону до 1500 кПа. Затирають спеціальною затирачною машиною, а для підвищення міцності виконують залізніння. [38].

Верхній шар бетонної підготовки залишають шороховатим, якщо потрібно влаштувати бетонні, цементні або асфальтові підлоги.

Бетонування чистової підлоги здійснюється за маяками. Суміш ущільнюють віброрейками, а через півгодини виконують ретельне її згладження. Після процесу згладження поверхню затирають полутерком. Така технологія обумовлює отримання підлог з бетону високої якості, що мають високу міцність та невелику стиранисть.

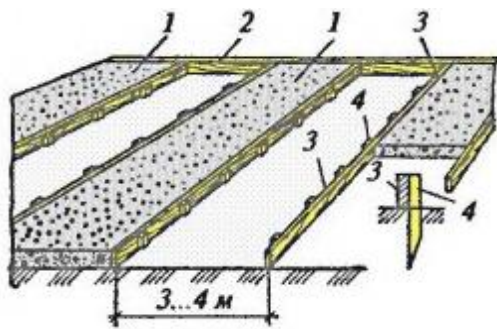


Рис. 3.1 Бетонування підлог: карта –1; поперечна дошка –2; направляюча дошка – 3; кріплення –4

При бетонуванні великих площ (плит, що є також і густоармованими) бетон вкладають неперервно на всю висоту площі (плити). Плити розділяють на «карти» при укладанні в них бетону.

Для здійснення процесу укладання бетону плити розбивають на «карти». При товщині плити менше 0,5 м, розбивання на «карти» й укладання бетону виконують за тією ж схемою, як і для підготовок з бетону. Для забезпечення безперервного укладання бетонної суміші на всю висоту плиту розбивають на блоки без розрізання арматури з огороженням блоків металевими сітками [38].

«Карти» бетонують послідовно. Бетонну суміш укладають в розпір з бетоном «карт», що вже набув міцності та затвердів й після знімання опалубки.

В направленні до бетону, що укладено раніше, подають суміш до бетонних підлог. При цьому необхідно «притискати» нові порції бетону до порцій, що вкладені раніше.

Для можливості якісного вібрування при ущільненні до плит бетон вкладають в один шар [15].

За маяками виконують процес вирівнювання бетону плит.

Загалом процес улаштування бетонних підлог можна розбити на 8 основних стадій (етапів) [16].

Стадія 1

Відбувається нівелірна зйомка поверхні, по якій влаштовується підлога. Визначається допустиме відхилення підлоги від проектних значень. Замовник бере на себе відповідальність та дотримання в приміщенні, де ведуться роботи, необхідної температури.

Стадія 2

Лабораторним способом визначається коефіцієнт ущільнення ґрунту у випадку якщо приодиться працювати з гравійним або піщаними або піщано-гравійним основами. При значенні коефіцієнту менше 0,98 основу потрібно ущільнити.

Стадія 3

В приміщенні, підлоги якого бетонуються, направляючі влаштовуються вздовж потоку транспорту зважаючи на розміщення несучих елементів (колон, ригелів), фундаментів та інших конструктивних характеристик.

При бетонуванні значних площ між «картами» влаштовують температурні шви, які розрізають будівлю на окремі температурні блоки. Товщина бетонної дошки, яка є направляючою, повинна бути в діапазоні 60.....70 мм. Такі параметри забезпечуються контролем з використанням нівеліра.

При бетонуванні підлоги виконується ізоляція пінополіуретном, пінопластом навколо основи вертикальних конструкції (колон, фундаментів, стін). За потреби влаштовують й гідроізоляцію.

Стадія 4

Згідно вимогами проекту відбувається армування шару підлоги. Рекомендовано влаштовувати плоскі сітки з ячейками від 30 до 40 см.

Захистний шар бетону повинен становити від 1,5 до 2,0 см. Арматурна сітка зв'язується через одну ячейку.

Стадія 5

Для влаштування зміцненої підлоги використовується чистий бетон, без домішок солі на дрібному заповнювачі (фракція 5...20 мм). Клас бетону приймають С20/25. Рухливість бетонної суміші ПЗ – П4. Після вкададання суміші до «карти», її вібрують глибинним вібратором та віброрейки. Віброрейка рухається рівномірно з постійною швидкістю. Це унеможлиблює виникнення западин на опуклостей. Товщина бетонного ваоіку становить в середньому 2..3 см.

Після закінчення за допомогою нівеліру чи рівня перевіряється позначка рівня бетону. Повинен дотримуватися 30..40 хвилинний інтервал приймання порцій бетону до «карти». При недотриманні вищезазначеної умови влаштовують технологічні стики.

Стадія 6

Після узгоження із замовником експлуатаційних навантажень на підлогу обирають мврку зміцнювача та обраховують його витрату.

Стадія 7

Верхній шар наносять за допомогою вагонетки-дозатра на провібрований бетон після висихання води на поверхні . Можливо нанесення шару ручну. Укривний шар наносять двічі. За першим разом матеріалу

наносять вдвічі більше, ніж у другий. В процесі виконання робіт застосовують реاپіратори, рукавички, окуляри.

Коли начиння насичується цементним молочком виконується затирання поверхні диском. Після цього наносять другий шар та затирають вдруге. Затирання рекомендується виконувати за діагональними лініями. За трьома напрямленнями двохметровою рейкою контролюють рівність поверхні. Під час роботи затираючим диском поверхня повинна бути рівною.

Опорядження стиків підлоги з вертикальними конструкціями виконуються, як правило, вручну, а контроль рівності поверхні виконується методом протягування рейки. Затирання відбувається до моменту закриття пор топпінгу.

Дуже не бажано при виконанні процесу затирання підливати на поверхню воду, оскільки це призводить до зниження міцності поверхневого шару, який повинен бути максимально міцним. Також підливання води може обумовити виникнення світлих плям. Поліруванням поверхні понад міру може призвести до погіршення якостей топпінгового міцного шару. Блиск на поверхні карти після полірування свідчить про ступінь її готовності.

Стадія 8

Лак-імпрегнат наносять на поверхню після завершення робіт з полірування. Лак унеможлиблює висихання підлоги створюючи захисну мембранну плівку на підлозі. Лак знижує агресивний вплив води, нафтопродуктів, кислот та лугів. Витрати поліакрилатного лаку в середньому становлять 150 гр/м². Наносять лак методом розпилення, валиком, щіткою.

3.6.3 Підрахунок техніко – економічних показників (ТЕП) технологічної карти

1. *Об'єм робіт:*

$$V = V^{\text{н}} = V^{\text{п}} = 225.6 \text{ м}^2$$

2. *Працевитрати загальні:*

за нормою: $Q^n = 1130,19$ л.-дн.

прийнято: $Q^p = 1080$ л.-дн.

3. *Працемісткість питомої:*

за нормою: $g^n = Q^n/V = 1130,19 / 21798 = 0,052$ л.-дн/м²

прийнято: $g^p = 1080 / 21798 = 0,05$ л.-дн/м²

4. *Виробіток працівника за зміну:*

за нормою: $B^n = V/Q^n = 21798 / 1130,19 = 19,11$ м²/л.-дн

прийнято: $B^p = V/Q^p = 21798 / 1080 = 20$ м²/л.-дн

5. *Продуктивність праці:*

за нормою: $\Pi^n = 100$ %

прийнято: $\Pi^p = (Q^n/Q^p) \times 100 \% = (1130,19 / 1080) \times 100 \% = 104,6$ %

3.6.4 Організація та технологія процесу будівництва

При влаштуванні бетонних підлог застосовуємо метод вакуумування. Він доцільний при влаштуванні підлог в окремих приміщеннях не менш 100 м², і де до підлоги пред'являються підвищені вимоги щодо опору стиранню та запиленню товщиною шару від 100 до 300 мм. Вакуумування бетону дозволяє витягти з покладеного і вже ущільненого бетону близько 10–20 % надлишкової води затвору, завдяки чому істотно поліпшуються фізико-механічні властивості бетону. При цьому міцність бетону підвищується на 20–25 % і зменшується пластична усадка, що дає можливість підвищити протикорозійну стійкість бетону, збільшити його водопроникність, морозостійкість і опір стиранності.

Улаштування покриттів з вакуумованого бетону допускається робити при температурі повітря на рівні підлоги не менш 5°C. Ця температура повинна підтримуватися до придбання міцності 50 % від проектної. Рухливість суміші повинна бути при цьому повинна бути 8 ÷ 10. Вакуумування бетону варто робити при розрядженні вакуум-насоса 0,02 ÷ 0,08 Мпа відразу після закінчення вібрування. Бетонні покриття не можна застосовувати для підлог, що випробують вплив кислот і їхніх розчинів. При оцінці довговічності підлог установлюють відповідність між параметрами впливу і якості. Для рішення цієї задачі виходять з наступних спрощень: визначеність внутрішніх зовнішніх впливів; лінійність математичного опису реакцій системи на вплив і ідеальність реакції. *Технологічна підлога* повинна протистояти фізичним і механічним

впливам, бути гладкою але не слизькою.

Стійкість до ударних впливів. Найбільш розповсюджені впливи на підлоги – це ударні впливи. Ознаками впливу є: вибоїни у верхній частині покриття підлоги, відшарування покриття; прошарку, стяжки від низ лежачих елементів; наскрізні тріщини в покритті на всю товщину.

3.6.5 Техніка безпеки

Підготовлені до вкладання бетоном поли й поверхні робочих швів повинні відповідати наступним вимогам:

- природні та штучні основи повинні зберігати фізико-механічні якості, передбачені проектом;
- основи та поверхні повинні бути очищені від пилу, бруду, води;
- перед вкладанням бетонних покриттів повинні бути перевірені і прийняти всі конструкції;
- бетонування смуг роблять через одну смугами 3–4м;
- після за тверднення бетону в суміжних смугах, вкладених між маячними рейками, виконують бетонування проміжних смуг.
- рухливість бетонної суміші повинна бути не більше 8 см;

Потім ідуть роботи в такій послідовності:

- ущільнення бетонної суміші віброрейкою, вирівнювання суміші;
- вкладання фільтруючих рушників;
- вакуумування;
- знімання, очищення, промивання рушників, рейок;
- зглажування машинами.

Всіх робітників, що задіяні при виконанні підлог, ознайомлюють з прийомами робіт та з правилами техніки безпеки. Також виконується інструктаж щодо небезпеки матеріалів, що застосовуються, та заходи із пожежної безпеки. Необхідно здійснювати захист очей та дихальних шляхів при роботі з цементом, вапном та іншими матеріалами, що здійснюють запилення повітря. Шкіру необхідно захищати від опіку їдким лугом. При ущільненні суміші електровібраторами переміщувати шланги не допускається, а при пориві потрібно негайно все відключити. В мобільних світильниках максимальне напруження, що допускається, становить 36В. Встановлювати поблизу аптечки з набором медикаментів та перев'язувальних засобів.

3.6.6 Вказівки щодо технічного приймання робіт

Якість робіт повинна відповідати ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 [14].

Контроль передбачає:

- відповідність проектних товщин, площин, відміток, ухилів;
- якість вихідних матеріалів;
- ступінь ущільнення бетонної суміші; примикання підлоги до конструкцій будинку

Відхилення товщини покриття підлог від проектних відміток (2) допускається тільки в окремих місцях не більш 10% заданої товщини. Рівність поверхні перевіряють у всіх напрямках рівнем і контрольною рейкою довжиною 2 м, а при наявності ухилів – контрольною рейкою-шаблоном з рівнем. Відхилення від ухилу, що задано, допускається не більш 0,22 % розміру приміщення. М

Міцність бетону визначають випробуючи не менш 3 контрольних зразків на кожні 500 м² покриття підлоги. При прийманні покрить також перевіряють підготовку поверхні шару, що знаходиться нижче. Тріщини, вибої й відкриті шви не допускаються.

ЛІТЕРАТУРА

1. Василькин А.А., Денякова В.В. Регулирование напряженно-деформированного состояния структурной плиты покрытия // ИВД. 2018. №2 (49). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/regulirovanie-napryazhenno-deformirovannogo-sostoyaniya-strukturnoy-plity-pokrytiya> (дата обращения: 06.12.2020).
2. Пахомов А.И., Кочетова Е.А., Кобезский В.А. ОСНОВНЫЕ АСПЕКТЫ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СОВРЕМЕННОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ // Материалы VIII Международной студенческой научной конференции «Студенческий научный форум» URL: <http://scienceforum.ru/2016/article/2016019012> (дата обращения: 06.12.2020).
3. Рекомендации по проектированию структурных конструкций /Центр. н.-и ин-т строительных конструкций им. Кучеренко. – М.: стройиздат, 1984. – 303 с.
5. Хисамов Р.И. Расчет и конструирование структурных покрытий/ Хисамов Р.И. –Киев:Будівельник, 1981. – 48 с.,ил
6. Makowski, Z. S. Raumliche Tragwerke aus Stahl. Düsseldorf, 1963.
7. Никитюк Анна Вадимовна, Московкина Анна Александровна, Зуева Ирина Ивановна Достоинства и недостатки структурных конструкций // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2011. №1. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/dostoinstva-i-nedostatki-strukturnyh-konstruktsiy> (дата обращения: 06.12.2020).
8. А.Г. Трущев. Пространственные металлические конструкции. Стройиздат. Москва. 1983, 215 с.
9. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування
10. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. ПРОГІНИ І ПЕРЕМІЩЕННЯ Вимоги проектування
11. Пособие по расчету и конструированию структурных покрытий из ферм. Хисамов Р.И., Агафонкин В.С., Замалиев Ф.С. 1973 г. Казань: Татполиграф, 1973, 112 с.

12. Мигнцовский М.Ш. Перекрестные фермы, Киев, 1960 г.
- 13 Трофимов В.И., Бегун Г.Б. Структурные конструкции. М.: Стройиздат, 1972. — 276 с
14. Каталог рекомендуемых типов пространственных конструкций для общественных зданий с большими пролетами. ЛенЗНИИЭП. 1977 г., 160 с.
15. Проектирование металлических конструкций. Спецкурс. Учебн. пособие для вузов/ В.В. Бирюлев, И.И. Кошкин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров.- Л.:Стройиздат, 1990 – 132 с.: ил.
16. Василькин А.А. Выбор оптимальной стальной конструкции по целевой функции стоимость материала // Актуальные вопросы строительной физики. Энергосбережение. Надежность строительных конструкций и экологическая безопасность: материалы Международной научной конференции, VI Академических чтений, посвященных памяти академика РААСН Осипова Г.Л.. М: НИИСФ РААСН, 2015. С. 7-16.
17. Tumenova I.M. Inženernyj vestnik Dona (Rus), 2017, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/N2y2017/4165.
18. Flager, F., A. Adya, J. Haymaker and M. Fischer, 2014. Computers and Structures, 131, pp. 1-11.
19. Volkov, A.A. and A.A. Vasilkin, 2016. Procedia Engineering, 153, pp. 850-855.
20. Кравченко Г.М., Труфанова Е.В., Думбай В.А., Данилейко И.Ю. Регулирование напряженно-деформированного состояния структурного покрытия способом изменения геометрической схемы сооружения // Инженерный вестник Дона, 2017, №1 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2017/3982.
21. Mikhaylov V.V., Sergeev M.S. Prostranstvennye sterzhnevye konstruksii pokrytiy (strukturny) [Space grid structures for roofs]. Vladimir: VIGU, 2011. 56 p.
22. Хисамов Р.И. Опирающие структурных конструкций на дополнительные колонны. – В кн.: Строит. Конструкции и строит. Физика. Сер.8. М., 1978, вып.12, с.11-13

23. Парлашкевич В.С., Василькин А.А., Булатов О.Е. Проектирование и расчет металлических конструкций рабочих площадок. 2 изд. М.: МГСУ, 2014. 168 с.
24. Зуева И.И., Иванова С.Л. Особенности проектирования структурных конструкций типа «ЦНИИСК» // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2013. № 1. С.91-97.
25. Кагановский Л.О. Новые решения узловых соединений стержней структурных однослойных решетчатых конструкций/ Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Випуск 5, 2010 р. 192 с.
26. ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування та забудова територій»
28. ДСТУ Б В.2.2-29:2011. Будівлі підприємств. Параметри (ГОСТ 23838-89, MOD).
29. ДСТУ-Н Б В.2.5-68:2012 ДСТУ-Н Б В.2.5-68:2012 Настанова з будівництва, монтажу та контролю якості трубопроводів зовнішніх мереж водопостачання та каналізації.
30. ДБН В.1.2-14:2018. «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»
31. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель. К.: 2017
32. Методичні вказівки до виконання теплотехнічного розрахунку в курсовому та дипломному проектуванні студентами, що навчаються за напрямами підготовки 6.060101 „Будівництво”, 6.060102 „Архітектура” та спеціальностями 7.06010101, 8.06010101 „Промислове та цивільне будівництво” і 7.06010201, 8.06010201 „Архітектура” денної та заочної форм навчання / Є. В. Пугачов, Л. Т. Гарбарук, В. А. Зданевич. – Рівне: НУВГП, 2014. – 43 с
33. Технологічна карта на влаштування та ремонт покрівель з бітумно-полімерних наплавних рулонних матеріалів акваізол й руберіт. Харків, 2018.
34. ДБН В.1.2-2:2006 «СНББ. Навантаження і впливи. Норми проектування»
35. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів

36. ДБН Б.2.2-5:2011. Державні будівельні норми України. Планування та забудова міст, селищі функціональних територій. Благоустрій територій.
37. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 Проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель
38. Влаштування бетонних підлог. [Електронний ресурс] <http://bud-info.net.ua/budivnytstvo/betonni-roboty/vlashtuvannya-betonnyh-pidloh/>
39. Дикман, Л.Г. Организация жилищно-гражданского строительства.

ДОДАТКИ

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(15-19 листопада 2021 р.)

Суми – 2021

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 4 від 26.11.2021 р.)

Редакційна рада:

Ладика В.І., академік НААН України
Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент

Редакційна колегія:

Бричко А.М., к.е.н., доцент
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент
Шкромада О.І., д.вет.н., доцент
Душин В.В., к.т.н., доцент
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент
Степанова Т.М., к.т.н., доцент
Соларьов О.О., к.т.н., доцент

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента – (15-19 листопада 2021 р.).
– Суми, 2021. – 602 с.**

У збірку увійшли тези доповідей Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента.
Для викладачів, студентів, аспірантів.

ВПЛИВ ТИПУ ЕЛЕМЕНТУ СТРУКТУРИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ПЛИТИ ПОКРИТТЯ

Маслов І., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
Височин І.А., д.арх., проф. кафедри архітектури та інженерних вишукувань
Сумський НАУ

Стержень як конструктивний елемент може бути довільним чином розташований у просторі. Відтоді із стержнів можна утворювати просторові регулярні і нерегулярні направлені несучі системи. Утворені системи можуть бути локалізовані у вигляді плит, оболонок, складок тощо будь-якої конфігурації, перекривати великі прольоти, маючи при тому значну жорсткість і світлопроникність. Такі конструкції прийнято називати структурними або ж скорочено «структурами» [1]. Структурні конструкції за своєю будовою схожі на стрижневі плити. Спочатку вони застосовувалися в будівництві у вигляді плит з паралельно розташованих перехресних ферм двох напрямків. У своєму подальшому розвитку перехресні системи перейшли в структурні конструкції завдяки зведенню конструктивного рішення до мінімальної кількості типових елементів (вузла і стержня) [2]. При розрахунку зазвичай вважають, що структурні покриття мають шарнірні приєднання у вузлах. Задля забезпеченості геометричної незмінюваності, просторові стержні об'єднують у піраміди, що можуть мати квадратну, трикутну або шестикутну основу. Шестикутну основу ще називають гексагональною. Відповідно структурні плити можуть бути побудовані на основі пентаедрів, тетраедрів або гептаедрів [1].

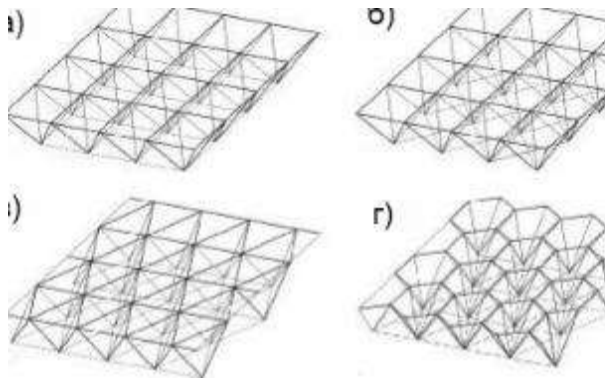


Рис.1 Схеми стержневих структур на основі пірамід:
а, б – на основі пентаедрів, в – тетраедрів, г- гептае,

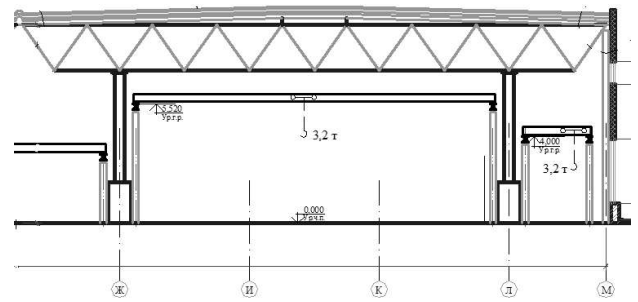


Рис.2 Структурна плита покриття над цехом промислової будівлі

Мінімізація маси конструкції, що проектується, є найбільш поширеним критерієм проектування сталевих конструкцій [2]. В свою чергу критерій найменшої ваги конструкції може бути досягнутим завдяки регулюванню напружено-деформованого стану структурного покриття. Регулювання напружено-деформованого стану структурного покриття може бути здійснено в залежності від багатьох факторів окремо:

- від схеми розташування опор структурних плит;
- від способу спирання плити на опорні конструкції;
- від типу «піраміди» структурної плити (рис.1).

Регулювання може бути здійснено й від комплексного поєднання цих факторів. Так, вибір типу елементарної ячейки («піраміди») є одним з критеріїв, який впливає на напружено-деформований стан всієї структурної конструкції. Саме цей критерій планується дослідити методом числового експерименту з метою визначення найбільш ефективної схеми роботи структурної плити.

Список використаної літератури:

1. Структурні покриття. URL: <https://studfile.net/preview/5026152/>
2. Василькин А.А., Денякова В.В. Регулирование напряженно-деформированного состояния структурной плиты покрытия // ИВД. 2018. №2 (49). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/regulirovanie-napryazhenno-deformirovannogo-sostoyaniya-strukturnoy-plity-pokrytiya> (дата обращения: 10.04.2020).

Гребельний Д.І., Савченко Л.Г. РОЗРАХУНОК КРОКВЯНОЇ СИСТЕМИ З УРАХУВАННЯМ ЇЇ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ.....	166
Гречаниченко М.М. БЮГАЗОВА СТАНЦІЯ – КРОК НА ЗУСТРІЧ АЛЬТЕРНАТИВНИМ ВИДАМ ЕНЕРГІЇ	167
Гузела К.В., Бородай А.С. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ОСОБЛИВОСТІ ЛЬОДОВИХ АРЕН	168
Дегтярьов А.С. ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ПЛИТИ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ, ЗАЩЕМЛЕНОЇ В ЦЕГЛЯНУ КЛАДКУ	169
Дупеха М.С. ОЦІНКА ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ ПРИ БУДІВНИЦТВІ.....	170
Зубченко І.В., Бородай А.С. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ОСОБЛИВОСТІ ОКЕАНАРИУМІВ.....	171
Кербут Т.В. ОБҐРУНТУВАННЯ ПРОЕКТУ РЕСТАВРАЦІЇ ПАЛАЦУ К.Г.РОЗУМОВСЬКОГО – ПАМ'ЯТКИ АРХІТЕКТУРИ КІНЦЯ ХVІІІ- ПОЧАТКУ ХІХ СТОЛІТЬ В СВІТЛІ ІСТОРІЇ ТА БУДІВЕЛЬНОЇ ЕВОЛЮЦІЇ	172
Копоть С.А. УТОЧНЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ МАТЕРІАЛУ НАБИВНИХ ПАЛЬ В ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ.....	173
Кулик В.В., Циганенко Г.М. ВАРІАНТИ ПІДСИЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ ПОКРИТТЯ	174
Куліш А.І., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ЗБІРНОГО ДИСКУ ПЕРЕКРИТТЯ ДИТЯЧОГО САДКА.....	175
Нагорний М.В., Лобода І.В., Шульга А.В. МОДЕЛЮВАННЯ РЕБРИСТОЇ ЧАСТИНИ МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ СТРИЖНЕМ ТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ	176
Марченко С.С., Савченко Л.Г. ПІДВИЩЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ ЖОРСТКОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ	177
Маслов І., Височин І.А. ВПЛИВ ТИПУ ЕЛЕМЕНТУ СТРУКТУРИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПЛИТИ ПОКРИТТЯ.....	178
Мироненко В.Ю. ПЛЮСИ ТА МІНУСИ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ	179
Мірошніченко Ю., Циганенко Г.М. СПИРАННЯ СТРУКТУРНИХ ПОКРИТТІВ	180
Монастиренко В. АКТУАЛЬНІСТЬ ЖИТЛОВОГО БУДІВНИЦТВА.....	181
Мостовий В.В., Савченко О.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ РІЗНИЦІ КЛАСУ БЕТОНУ ЯДРА ЖОРСТКОСТІ ТА ІНШИХ КОНСТРУКЦІЙ МОНОЛІТНО-КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ НА ЇХ ПРОСТОРОВУ ЖОРСТКІСТЬ.....	182
Ніколаєнко Ю.В. АРХІТЕКТУРНА ВІЗУАЛІЗАЦІЯ ЖИТЛОВИХ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ КОМПЛЕКСІВ.....	183
Ніколаєнко М.Р. ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ МАКСИМАЛЬНО ПРИПУСТИМОГО ОБПИРАННЯ ДЛЯ ПЛИТ, ЗАЩЕМЛЕНИХ В ЦЕГЛЯНУ СТІНУ.....	184
Ніфонтова А.А., Бородай А.С. МІСТОБУДІВНА ТА ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ ПОЗАШКІЛЬНИХ НАВЧАЛЬНИХ ЗАКЛАДІВ	185
Павленко О.М., Савченко Л.Г. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО НАСТИЛУ НА РОБОТУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПОЛІГОНАЛЬНОЇ ФЕРМИ.....	186
Пентина О.І. ОСІДАННЯ НАБИВНИХ ПАЛЬ У ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ	187
Півторак Д.М. ПИТАННЯ РЕАЛІЗАЦІЇ РОЗРАХУНКІВ НА ПРОГРЕСУЮЧЕ РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬ	188
Поливода В.С. ОСОБЛИВОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ.....	189
Пугач Ф.М., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗВ'ЯЗКОВОГО КАРКАСУ ПРОМБУДІВЛІ.....	190
Ракульцев А.Г. ЗАЛЕЖНІСТЬ ОПОРНИХ ЗГІНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ В ЗАЩЕМЛЕНИХ ПЛИТАХ ПЕРЕКРИТТЯ ВІД ЖОРСТКОСТІ ОСНОВИ.....	191
Рижий О.М. АНТИКОРОЗІЙНА ОБРОБКА КОНСТРУКЦІЙ.....	192
Руденко Я.І., Височин І.А. ОСОБЛИВОСТІ ТА ВИМОГИ ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО РІШЕННЯ ГОТЕЛЬНИХ КОМПЛЕКСІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ	193
Скрипка Є.О. ВИЗНАЧЕННЯ МОДУЛЮ ДЕФОРМАЦІЇ ПІДСИЛЕНОЇ ОСНОВИ.....	194
Спірідонов О.О., Бородай Д.С. ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ	195
Степаненко Б.В., Бородай Д.С. ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ТЕАТРІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ	196
Тараненко С.В., Бородай Д.С. ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ САНАТОРІЇВ ТА ЇХ ДІЛЯНОК.....	197
Тарасенко А.О. ВИПРОБУВАННЯ ЗАМОЧЕНОЇ ОСНОВИ ПІДСИЛЕНОЇ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ.....	198
Фесенко Я. ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ КУПОЛЬНОГО ПОКРИТТЯ СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ	199
Шаповал В.А., Височин І.А. ПЕРЕДУМОВИ ФОРМУВАННЯ ТА ФАКТОРНИЙ ВПЛИВ НА ПРОЄКТУВАННЯ СПОРТИВНО ТЕХНІЧНИХ КОМПЛЕКСІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ	200
Ярош В.А. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНІ РІШЕННЯ З ПОКРАЩЕННЯ ЛОГІСТИЧНОЇ КОНЦЕПЦІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ПІДПРИЄМСТВА	201