

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

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

ОС « МАГІСТР»

На тему: *Дитячий садок-ясла на 140 місць в м. Суми*

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

Виконав: *студент 2м курсу
Куліш Андрій Іванович*

Керівник : *к.т.н. доц. Срібняк Наталія Миколаївна*

Завідувач кафедри: *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

АНОТАЦІЯ

Куліш А.І. Дитячий садок-ясла на 140 місць в м. Суми – 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.

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

Дослідницько-розрахунковий розділ: виконано аналіз публікацій та досліджень щодо кінцевоелементного моделювання будівельних конструкцій. Метою роботи є визначення, як той чи інший спосіб (тип) моделювання збірних плит впливає на достовірність зусиль та переміщень в будівельній системі (рамі). Сформульовано задачі дослідження, предмет та об'єкт дослідження. Зазначено методи дослідження, а також практичне значення їх результатів.

Проаналізовано зусилля та деформації в ригелі плоскої рами в залежності від чотирьох різних способів моделювання плит, що спираються на ригель.

Виконано розрахунок плоскої поперечної рами будівлі та залізобетонного фундаменту стаканного типу.

Технологічно-організаційний розділ: наведено відомості щодо підготовки об'єкту будівництва та розроблено технологічну карту на монтаж з/б плит перекриття.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

1 Куліш А.І. Срібняк Н.М. Дослідження просторової роботи збірного диску перекриття дитячого садка /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021. С.175

ЗМІСТ

Завдання.....	2
Анотація.....	4
ВСТУП.....	7
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	8
1.1 Ситуаційний план.....	9
1.2. Об’ємно-планувальне рішення.....	10
1.2.1 Вихідні дані для проектування й будівництва.....	11
1.2.2 Обґрунтування об’ємно-планувального та архітектурно- конструктивного рішення.....	12
1.2.3 Інженерно-технічне обладнання.....	13
1.2.4 Основні техніко-економічні показники.....	18
1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.....	18
1.3.1 Обґрунтування архітектурно-конструктивного рішення.....	18
1.3.2 Основні конструкції будівлі.....	19
1.4. Інженерні розрахунки.....	26
1.4.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	26
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ.....	28
2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий».....	30
2.1.1 Актуальність теми.....	30
2.1.2. Мета, задачі, об’єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.....	30
2.1.3. Практичне значення отриманих результатів.....	31
2.1.4. Аналіз публікацій та досліджень, що існують.....	31
2.1.5 Моделі, що прийнято до дослідження.....	32
2.1.6 Висновки.....	52
2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний».....	53
2.2.1 Основні проектні рішення.....	53
2.2.2 Компонування конструктивної схеми.....	55
2.2.3 Розрахунок поперечної рами каркасу.....	55
2.2.3.1 Збір навантажень на поперечну раму.....	55

2.2.3.2 Вихідні дані до розрахунку рами.....	59
2.2.4 Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва.....	60
2.2.4.1 Вибір типу фундаментів.....	60
2.2.4.2 Визначення розмірів підшви фундаментів.....	62
2.2.5 Розрахунок тіла фундаменту.....	68
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....	70
3.1. Підготовка об'єкта будівництва.....	71
3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти. Технологічна карта на монтаж плит перекриття із замонолічуванням стиків.....	72
3.2.1 Область застосування технологічної карти.....	72
3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт.....	72
3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах.....	73
3.2.4 Вказівки до виконання робіт.....	75
3.2.5 Вказівки з техніки безпеки.....	79
3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу.....	80
Список використаної літератури.....	85
Додатки.....	88

ВСТУП

Капітальне будівництво в нашій країні є однією з провідних галузей економіки України. У зв'язку з ситуацією, що демографічною ситуацією, яка характеризується як дитячий бум виникла необхідність будівництва дитячих установ, в тому числі й дитячих садочків, зокрема садочків члсного типу. Тому дана тема є актуальною для розгляду.

При будівництві потрібно враховувати безліч особливостей, такі як: склад сім'ї, вікові категорії, захоплення членів родини, забезпеченість сім'ї, особливості кліматичного району, ґрунтів, рельєфу.

Дитячий садок-ясла – освітньо-виховна установа для дітей дошкільного віку. Дошкільний навчальний заклад забезпечує реалізацію права дитини на здобуття дошкільної освіти, її фізичний, розумовий і духовний розвиток, соціальну адаптацію та готовність продовжувати освіту.

Система дитячих садків призначена як для первинної соціалізації дітей, навчання їх навичкам спілкування з ровесниками, так і для масового, загальнодоступного вирішення проблеми зайнятості їх батьків (для чого час роботи дитячого садка в більшості випадків збігається з типовим робочим графіком більшості професій: з 8 до 18 годин, 5 днів на тиждень).

У дитячих садах також здійснюється мінімальна підготовка дітей до навчання в школі – на рівні первинних навичок читання, письма та рахунку. Установа забезпечує реалізацію права дитини на здобуття дошкільної освіти, її фізичний, розумовий і духовний розвиток, соціальну адаптацію та готовність продовжувати освіту.

РОЗДІЛ 1.
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план

На рис. 1.1 наведено ситуаційні план ділянки, що виділена під будівництво.

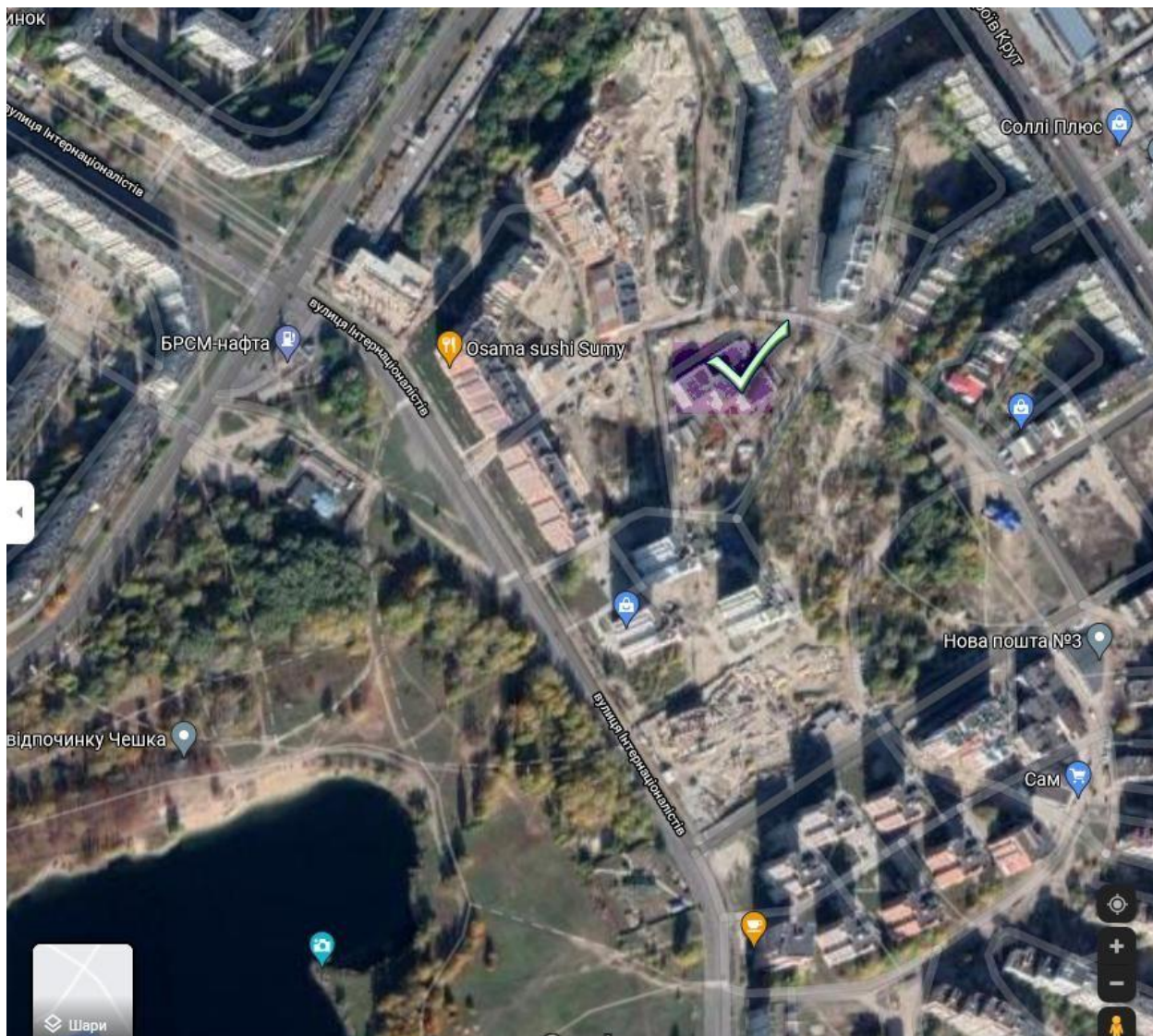


Рис. 1. 1 Ситуаційний план ділянки

Ділянка, що відведена під будівництво, розташована в межах 12-го мікрорайону міста Суми по вулиці Інтернаціоналістів. Будівля є елементом комплексної житлової забудови в цьому мікрорайоні. Призначення будівлі, що проектується, полягає в забезпеченні мешканців мікрорайону із новобудов дитячим садочком.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Ділянка, де зводиться дитячий садок-ясла, розташований в 12 – му мікрорайоні міста Суми серед нового житлового масиву мікрорайону по вул. Інтернаціоналістів. Ділянка розташована всередині масиву з 14 – ти житлових 10 – тип~~ових~~**ових** будинків.

Забезпечено достатній транспортний зв'язок об'єкта, що зводиться, з інфраструктурою міста. Рельєф поверхні ділянки є рівним. Зелені насадження, зважаючи на новобудови – відсутні. Поруч з ділянкою, з північного боку, проходять мережі інженерних комунікацій: водогін, каналізація, слабострумові та електричні мережі.

Майданчик має наступні геолого-кліматичні показники: Район будівництва дитячого садочку згідно ДСТУ [11].

Кліматичні характеристики місця будівництва:

- абсолютна мінімальна – $-34,2^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна максимальна - $+39,4^{\circ}\text{C}$;

Клімат є помірно-континентальним із середньорічною температурою – $6,8^{\circ}\text{C}$.

Середньорічна кількість опадів – $675,4$ мм/рік.

Глибина промерзання – $1,2$ м.

Рельєф ділянки є спокійним. Абсолютні відмітки поверхні землі коливаються в межах від $200,51$ м до $200,03$ м.

Цей проект виконано в ув'язці із плануванням навколишньої території. Для забезпечення відповідних санітарно-гігієнічних та естетичних умов вся територія біля об'єкту впорядковується та озеленюється. В межах ділянки, що відведена, висаджується покращений газон. Для тимчасового паркування автотранспорту запроектовано автостоянку на **10 машин**.

1.2.1 Вихідні дані для проектування й будівництва

Район будівництва відноситься згідно [1] І кліматичного району і характеризується такими даними:

- зона вологості нормальна;
- розрахункова температура зовнішнього повітря – 160 С
- переважний напрямок вітрів – схід-захід;
- середня температура найбільш холодної п'ятиденки – 210 С;
- максимальна глибина сезонного промерзання ґрунту – 1,1 м;
- тривалість опалювального періоду $Z = 168$ діб.
- характеристична вага снігового покриву для м. Суми – 1,67 кПа
- характеристичний тиск вітру для м. Суми – 0,42 кПа

У розрізі майданчика виділено 6 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ – 1 – насипний ґрунт потужністю 1,1 м.

ІГЕ – 2 – пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, у вологому стані. Потужність шару – 1,7 м.

ІГЕ – 3 – Суглинок твердий, вологий. У разі аварійного замочування буде в стабільному стані. Потужність шару – 3,5 м.

ІГЕ – 4 – Пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, насичений водою. Потужність шару 2,2 м.

ІГЕ – 5 – Глина тугопластична, насичена водою, знаходиться в стабільному стані. Потужність шару 3,9 м.

ІГЕ – 6 – Супісок твердий, насичена водою.

Розкрита потужність шару 2,6 м.

Після закінчення будівництва передбачається планування території та відвід поверхневих вод від будівлі на дороги з твердим асфальтобетонним покриттям з подальшим випуском у мережу зливової каналізації. Вільні від забудови ділянки озеленюються посівом трав. Декоративні дерева – каштан, береза, липа та клен. Кущові насадження – барбарис, жасмін, бузок.

В проекті передбачено підземні інженерні комунікації, що необхідні для функціонування об'єкту, який проектується. Електрокабель та кабель зв'язку прокладається по естакадах, що існують.

Для обслуговування об'єкту, який проектується, передбачаються автопід'їзди наступної конструкції:

- 1) двошаровий асфальтобетон $h = 0,07$ м;
- 2) щебінь, оброблений бітумом $h = 0,08$ м;

1.2.2 Обґрунтування об'ємно-планувального та архітектурно-конструктивного рішення

Об'ємно-планувальні рішення садочку відповідає вимогам ДБН [12]. Всі технологічні процеси, що будуть здійснюватися в ньому, відбуваються за повною узгодженістю та не заважатимуть одне одному.

Будівля запроектована складної форми в плані, що представляє собою три прямокутних блоки, які розділені між собою деформаційними швами. Кожен блок має два поверхи. Покрівля є такою, що експлуатується. Покриття – із євроруберойду «Акваізол», що наплавляють. Розміри будівлі в осях становлять **32 000 × 36 000 мм**.

Проїзд до будівлі здійснюється з боку вул. Івана Сірка, забезпечуючи під'їзд пожежних та сервісних машин до всіх входів та вікон будівлі.

Запроектовано будівлю в збірно-монолітному виконанні.

В якості зовнішнього стінового огороження прийнято легкобетонні стінові панелі. Панель являє собою плоску одношарову конструкцію, яка виконана з легкого або пористого бетону та армована просторовим каркасом. Панелі, що виконуються з легкого бетону, мають зовнішній та внутрішній фактурні шари, товщиною відповідно **20** й **15 мм**. Фактурні шари запроектовано із цементно-піщаного розчину з середньою щільністю **1800 кг/м³** марки **М – 100**. Панелі роблять у заводських умовах відповідно до ДСТУ [13]. Будівля є двоповерховою. Ступінь вогнестійкості – II. Клас відповідальності будівлі – I.

1.2.3 Інженерно-технічне обладнання

Основні рішення по опаленню та вентиляції

Основні проектні рішення щодо опалення та вентиляції передбачають застосування раціонального комплексу заходів, які забезпечують створення й підтримку в приміщенні готелю нормованих параметрів мікроклімату та необхідну чистоту повітря згідно ДБН [14].

Цим проектом вирішуються питання внутрішнього інженерного обладнання будівлі в два поверхи з плоскою покрівлею. Санітарно-технічні улаштування та системи мікроклімату приміщень включають в себе:

- водопостачання (холодна й гаряча вода)
- протипожежне водопостачання
- каналізацію
- теплопостачання
- опалення
- вентиляцію загальнообмінну
- протидимовий захист (при пожежі)

Водогін

Водопостачання дитячого садка в місті Суми здійснюється від існуючих мереж, при цьому забезпечуються господарчо-питні потреби будівлі, а так же полив зелених дворових насаджень.

Водогін монтується із поліпропіленових труб марки **PPRC PN10**. Поповерхова розводка передбачається прихованою в підлозі.

Магістральний трубопровід прокладається в підпільних каналах першого поверху, зашивається й теплоізолюється.

Прокладання водогону з поліпропіленових труб є прихованим. Монтаж, випробування й приймання мереж холодного водопостачання проводиться відповідно із ДБН [15] та ДСТУ [16].

Розрахункові витрати води визначені відповідно до ДБН [17].

Водовідведення

Внутрішня каналізаційна мережа комплексу вище і нижче позначки 0.000, випуски монтується з труб пластмасових за ДСТУ [18].

Внутрішні водостоки вище та нижче відмітки **0,000** проектується з труб **ПНД 110СЛ** за **ГОСТ18599 – 2001**. На даху встановлюються **5** водостічних воронки типу **Вр – 9Б** з діаметром **100 мм**. Вони приєднуються до стояків, випуски з яких здійснюються до колодязів дворової дощової каналізації. При перетині з міжповерховим перекриттям на стояку **СтК2 – 1** встановлюються протипожежні муфти. В муфтах передбачено вогнезахисний склад, що перешкоджає поширенню полум'я по поверху.

Опалення

Проектування мереж опалення виконується згідно ДБН [19].

Теплопостачання садочку виконується від місцевої котельні. Теплоносій – вода з розрахунковою температурою в трубопроводі, який подає – **95°C**, в зворотному – **70°C**;

Магістралі систем прокладаються у підпільних каналах й частково під підлогою. Трубопроводи в каналах ізолюються мінеральною ватою з подальшим обмотуванням (ізолюванням) склотканиною. Для запобігання опікам радіатори й труби зашиваються решітками.

Видалення повітря із системи опалення здійснюється повітряними кранами Маєвського, що встановлено у верхніх пробках радіаторів та у верхніх точках систем.

Спуск води виконується до узлів управління та по гілкам через пробкові крани .

Для всіх приміщень запроєктовано двотрубні системи опалення з металопластикових труб, прокладених в конструкції підлоги. Труби, прокладені в підпільних каналах **1 – го** поверху теплоізолюються. При прокладенні труб в підлозі другого поверху, труби влаштовуються до гофрошлангів.

Нагрівальні прилади – сталеві опалювальні радіатори «KERMI» з донним підключенням.

Для регулювання тепловіддачі на підведеннях до приладів, що нагрівають, передбачено автоматичні терморегулятори підвищеного опору. Видалення повітря із системи через крани, вбудовані в нагрівальні прилади.

У коридорах і на сходових майданчиках передбачена установка сталевих радіаторів сталеві опалювальні радіатори «KERMI» з боковим підключенням.

Тепловий пункт

Для обліку витрати тепла проєктованим будівлею на трубопроводі, що подає встановлений теплолічильник **СТЗ – 65**. Для обліку витрати води на зворотному трубопроводі – лічильник гарячої води **ВСТ – 65**. Для уловлювання стійких механічних домішок передбачені фільтри фланцеві **ФМФ100** перед рахунковими пристроями. Для підтримки внутрішньої температури повітря в денний і нічний час передбачений електронний регулятор температури **ТРМ32** з клапаном **ВРХ 40 – 240** для опалення та для гарячого водопостачання **ВРХ 40 – 240**.

Мережі зв'язку та сигналізації

Проєкт мереж розроблено на основі ДБН [33] та ДБН [34] й передбачає влаштування внутрішніх мереж телефонізації, радіотрансляції, телебачення та пожежної сигналізації.

Мережі стояків прокладаються у сталевих трубах діаметром **32 мм**.

Виконані відкрито розподільчі мережі.

Відводи для абонентів влаштовуються під плінтусом приховано до точки улаштування абонентських пристроїв. Телефонні розетки та радіорозетки встановлюються над плінтусом.

Мережа протипожежної сигналізації прокладається відкритим способом.

Електропостачання

Електропостачання здійснюється від зовнішньої мережі живлення двома кабельними вводами.

Як ввідно-розподільний пристрій прийнято шафа ВРУ, встановлений в електрощитовій на першому поверсі.

Облік електроенергії прийнятий єдиний для силових і освітлювальних споживачів лічильником СЛЧУ, встановленим на водно-розподільчій панелі.

Проектом передбачено робоче, евакуаційне, аварійне, чергове та ремонтне освітлення.

- робоче освітлення запроектовано у всіх приміщеннях;
- евакуаційне передбачене в коридорі, кухні, приміщеннях для груп, роздягальнях, сходиноквих клітках, приймальнях; у залі для музики й гімнастичних занять;
- аварійне – в електрощитовій;
- чергове – в спальнях й в ізоляторі;
- ремонтне освітлення – в електрощитовій та у вентиляційних камерах.

Ремонтне освітлення здійснюється переносними світильниками, що включаються в штепсельні розетки. Входи та сходові клітки освітлюються від блоку автоматичного управління освітленням БАУ. Встановлюють на сходовій клітці на 2 поверсі фотодатчик.

Заходи щодо зменшення шуму

Швидкість руху теплоносія в трубах водяного опалення приймається в залежності від еквівалентного рівня звуку в приміщеннях, що допускається, (до 1,5 м / с).

При перетині стояками опалення перекриттів отвори закладаються еластичними матеріалами.

Енергозберігаючі заходи

З метою виконання регулювання теплового потоку встановлені автоматичні терморегулятори, в вузлах теплового вводу передбачений

двоконтурний регулятор ТРМ32 з клапанами для системи опалення та гарячого водопостачання.

Вентиляція

Вентиляція будівлі, що проектується, – припливно-витяжна, з природним спонуканням руху повітря. Здійснюється через залізобетонні вентиляційні блоки, які виходять на покрівлю.

Вентиляційні блоки встановлюються по шару цементного розчину марки М-100. Отвори в вентиляційний блок під вентиляційні решітки пробивати «за місцем». Шви прошпаклювати

Протипожежні заходи

Проектом передбачені протипожежні заходи згідно з ДБН [35].

Ступінь вогнестійкості будинку – II.

У будівлі запроектовано об'ємно-планувальні, конструктивні та інженерно-технічні вирішення. Ці рішення в випадку пожежі дозволяють:

- евакуювати людей;
- врятувати людей;
- отримати доступ пожежних бригад підрозділів та подання засобів пожежогасіння до джерела пожежі, а також порятунок людей та матеріальних цінностей;
- не поширити пожежу на будівлі, що поруч розташовано;
- Евакуаційні заходи передбачені відповідно до вимог ДБН [36], та ДБН [37].

Евакуація людей з будівлі здійснюється за чотирма пожежних драбин.

Робочі креслення автоматичної установки пожежної сигналізації розроблені відповідно до вимог НПБ – 110 – 03, НПБ – 88 – 2001 *, НПБ – 104 – 03 і РД 25.953 – 90.

Автоматична пожежна сигналізація передбачена у всіх приміщеннях проєктованого об'єкту, що проектується.

1.2.4 Основні техніко-економічні показники

1) Будівлі

Загальна площа будівлі – 1432,8 м²,

Корисна площа – 1212 м²,

Розрахункова площа – 1007,3 м²,

Обсяг будівельних робіт – 6143 м³,

2) Ділянки будівництва

Площа ділянки – 0,49 га;

Площа забудови – 772,8 м²;

Площа покриття – 706,7 м²;

Площа озеленення – 836 м²;

Відсоток забудови – 25%;

Відсоток озеленення – 41,2%.

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

1.3.1 Обґрунтування архітектурно-конструктивного рішення

Сучасні стандарти проектування обумовлюють необхідність застосування при зведенні садочка сучасних високоякісних будівельних матеріалів, застосування сучасних об'ємно-планувальних рішень, сучасних технологій ведення будівельно-монтажних робіт.

При проектуванні приймаємо збірні залізобетонні конструкції (фундаментні блоки, колони, плити перекриття) місцевого виробництва. Також використовуємо цеглу місцевого виробництва. Для забезпечення архітектурної виразності будівлі, фасад оштукатурюємо та фарбуємо.

Фундаменти запроектовано виходячи з геологічних умов будівництва, з урахуванням діючих навантажень, мінімальної глибини закладання та спираючись на ДБН [20] та ДБН [21].

Колони прийнято збірні залізобетонні за серією 1.020.1 – 2с [22] згідно конструктивного вирішення будівлі, нормативного та розрахункового навантаження, необхідної мінімальної висоти будівлі.

Несучі й такі, що не несуть, конструкції, що огороджують, прийняті згідно звукоізоляційним та теплоізоляційним нормативним вимогам ($R = 3,3 \text{ (м}^2 \cdot \text{К/Вт)}$) та необхідного освітлення, спираючись на ДБН [23] , [24], ДСТУ [11], ДСТУ [25].

В якості перекриття використовуємо збірні залізобетонні пустотні плити за серією 1.041.1 – 2.

Конструкція покриття розроблена спираючись на ДБН [26].

1.3.2 Основні конструкції будівлі

Згідно [11] ділянка будівництва відноситься до I кліматичному району та характеризується такими даними:

- Розрахункова температура зовнішнього повітря – ($-16,0 \text{ }^\circ\text{C}$)
- Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,0 м
- Розрахункове снігове навантаження – 1,67 кПа
- Характеристичне вітрове навантаження – 0,42 кПа

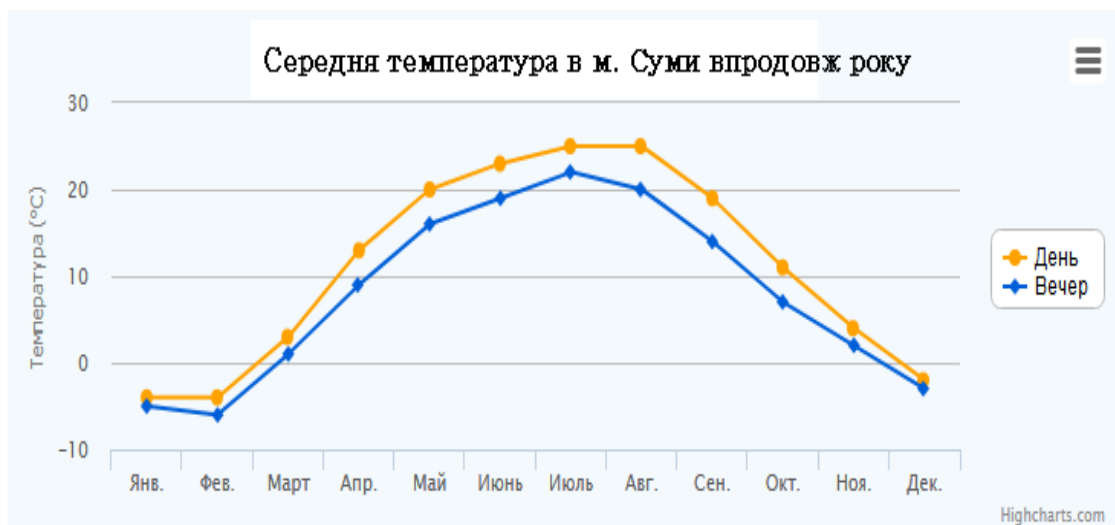
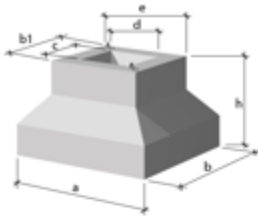
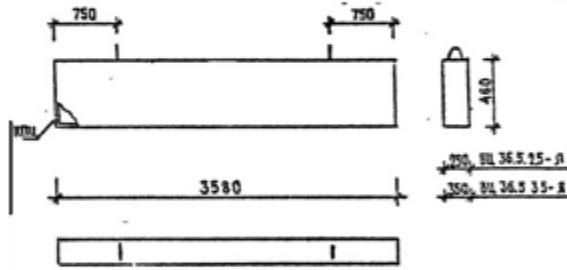
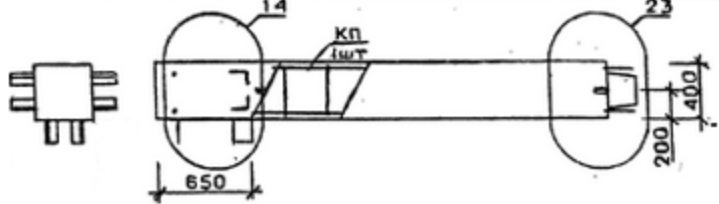
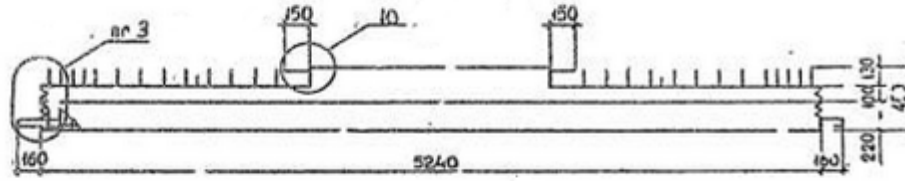


Рис.1.1 Графік усередненої денної і вечірньої температури в Сумах [11]

Об'ємно-планувальні рішення прийняті з урахуванням чинних санітарних та протипожежних норм. Конструктивні рішення та будівельні конструкції прийнято із збірно-монолітного залізобетону, з урахуванням можливостей бази підрядної будівельної організації. Будівля запроектована згідно із ДБН [20].

Таблиця 1.1 Основні конструктивні елементи будівлі

<p>Фундаменти</p>	<p>Збірні залізобетонні, стаканного типу, під колону перерізом 400×400, серії 1.020.1-2с/89 [22].</p> 
<p>Балки цокольні</p>	<p>Збірні залізобетонні марок БЦ 60.5-25-Л , Ц 50.5-25-Л , марки БЦ 55.5-25-Л.</p> 
<p>Колони</p>	<p>Збірні залізобетонні, перетином 400×400 мм, безстикові (на всю висоту будівлі), для будівель з висотою поверху 3,3 м, серії 1.020.1-2с</p> 
<p>Ригелі</p>	<p>Збірні залізобетонні, висотою перерізу 450 мм, для спирання багатопустотних плит перекриттів, серії 1.020.1-2с</p> 
<p>Перекриття</p>	<p>Плити збірні залізобетонні багатопустотні, серії 1.041.1-2</p>

Покриття	Плити збірні залізобетонні багатопустотні, серії 1.041.1-2
Сходи	Збірні залізобетонні марші з майданчиками серії 1.050.1-2.

Фундаменти

У проекті прийняті під колони збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу за серією серії 1.020.1 – 2с/89. Підшва фундаменту знаходиться на відмітці –1,400 м. Прийнято такі марки фундаментів: Ф 15.9 – 2 (із бетону класу С 20/25) , Ф 18.9 – 2 (із бетону класу С12/15) , Ф 18.9 – 2 – 3 (із бетону класу С12/15) [20].

Основою фундаментів прийнятий пісок пилюватий. Ґрунтові води знаходяться на глибині 5,22 м.

Колона замонолічується до фундаменту бетоном на щебені дрібної фракції, клас бетону С20/25 на висоту 650 мм.

Передбачено також влаштування *монолітних ділянок* одного типорозміру 2400 × 950 мм в кількості 16 шт із важкого бетону класу С20/25.

Балки фундаментні цокольні прийнято збірними марок БЦ 60.5 – 25 – Л за серією 1.030 1 – 1 1 – 1 30 марки Ц 50.5 – 25 – Л за серією 1.030 1 – 1 1 – 1 36, марки БЦ 55.5 – 25 – Л за серією 1.030 1 – 1 1 – 1 78.

Специфікації збірних з/б елементів наведено в таблицях 1.2.

Таблиця 1.2 Специфікація збірних залізобетонних елементів

Марка поз	Позначення	Назва	Кубок	Маса од, кг	Прим.
		<i>Збірні з б. колони</i>			
К1	1.020.1-2с 2-5 097	5КБ 33.77-2-с1	12	3067	
К2	1.020.1-2с 2-5 097	4КБ 33.77-2-с1	20	3067	
К3	1.020.1-2с 2-5 097	2КБ 33.77-2-с1	7	3067	
		<i>Збірні з б. ригелі</i>			
Б1	1.020.1-2с 3-1 05-02	1Р4-53-3-с	24	2200	
Б2	1.020.1-2с 3-1 05-01	2РП4-53-3-с	32	2000	
Б3	1.020.1-2с 3-1 05-02	4Р4-53-3-с	24	2200	
		<i>Збірні з б. фундаменти</i>			
Ф-1	1.020-1/87 1-1-К3	Ф 15,9-2	13		
Ф-2	1.020-1/87 1-1-К4	Ф 18,9-2	11		
Ф-3	1.020-1/87 1-1-К4,3	Ф 18,9-2-3	3		
		<i>Монолітні фундаменти</i>			
ФМ-1		ФМ 2400 x 950	16		
		<i>Балки фундаментні</i>			
БФ-1	1.030 1-1 1-1 30	БЦ 60.5-25-П	24		
БФ-2	1.030 1-1 1-1 36	БЦ 50.5-25-П	1		
БФ-1	1.030 1-1 1-1 78	БЦ 55.5-25-П	1		
П1	1.041.1-2.1.100 -21	ПК56.15-8AmV	31	2600	
П2		-22 ПК56.15-8AmV-И	12	2600	
П3		-07 ПК56.12-8AmV-И	16	2000	
П4		-08 ПРС.56.15-8AmV	8	2890	
П5	1.300 -26	ПРС.56.12-8AmV	3	2450	

Колони

Збірні залізобетонні, перетином 400 × 400 мм, безстикові (на всю висоту будівлі), для будівель з висотою поверху 3,3 м, за серією 1.020.1 – 2с. Прийняті марки колон 5КБ 33.77 – 2 – с1 за серією 1.020.1 – 2с 2 – 5 097; марки 4КБ 33.77 – 2 – с1 за серією 1.020.1 – 2с 2 – 5 097; марки 2КБ 33.77 – 2 – с1 за серією 1.020.1 – 2с 2 – 5 097;

Ригелі збірні залізобетонні марки
1Р4 – 53 – 3 – с за серією 1.020.1 – 2с. 3 – 1 05 – 02; марки 2Р4 – 53 – 3 –
с за серією 1.020.1 – 2с. 3 – 1 05 – 01; марки 4Р4 – 53 – 3 –
с за серією 1.020.1 – 2с. 3 – 1 05 – 02
.[22]

Перекриття та покриття запроектоване із збірних залізобетонних плит з круглими пустотами за серією 1.041.1 – 2 [27] марок ПК56.15 – 8АтV, ПК56.15 – 8АтV – И, ПК56.12 – 8АтV – И, ПРС.56.15 – 8АтV, ПРС.56.12 – 8АтV та монолітних ділянок.

На внутрішніх стінах плити перекриття зв'язуються між собою двома анкерами, привареними до монтажних петель та зварених між собою. Анкерування плит проводиться через 1 шов. Монтажні петлі після влаштування анкерів відігинаються. Анкери захищають від корозії шляхом покриття цементним розчином М 100.

Стіни запроектовано із збірних панелей товщиною із ячеїстого бетону [18] товщиною 250 мм. Для виготовлення панелей з ячеїстих бетонів використовують газобетон, пінобетон, газосилікат, пеносилікат марки 35 з щільністю 700 кг / м3 і морозостійкістю не нижче Мрз 25. Панелі заармовано зварними каркасами та сітками зі сталі А240, А400 та звичайного арматурного дроту класу ВР – 1. Через сталеві закладні деталі стінові панелі кріплять до колон каркасу.

Покрівля запроектована із сучасного евроруберойду, що наплавляють, «Акваізол» – бітумно-полімерного матеріалу. Матеріал має армуючу основу із склополотна або поліестеру. Його застосовують для влаштування верхнього шару покрівельного килиму. Від механічного впливу та УФ-випромінення поверхня евроруберойду захищена крупнозернистим посипанням. Антиадгезійна плівка нанесена на нижню поверхню матеріалу [28].


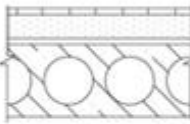
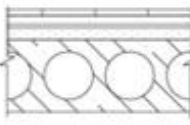

Заповнення прорізів. Проектом передбачається заповнення світлових прорізів металопластиковими вікнами зі двокамерними склопакетами, згідно типорозмірами ДСТУ [29].

Двері зовнішні дерев'яні, виготовлені згідно ДСТУ [30].

Підлоги

В таблиці 1.3 наведено експлікацію підлог.

Таблиця 1.3_Експлікація підлог

№ приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Елементи підлоги, їх товщина
Підвальний поверх			
Підвальне приміщення	I.		<ol style="list-style-type: none"> 1. Покриття - бетон класу C12/15 - 10 мм 2. Підстил. шар - бетон класу C5/10 - 80 мм 3. Ущільнений щебінь - 200 мм
Перший, другий та третій поверх			
2,3,8,7,9 10,24,2 5,28,32	II.		<ol style="list-style-type: none"> 1. Покриття - паркет - 12мм 2. Цементно-піщана стяжка M150 - 50 мм 3. Звукоізоляційний прошарок - 3 мм 4. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм
4,5,13,1 4,15,16, 17,18,19	III.		<ol style="list-style-type: none"> 1. Покриття - плитка керамічна - 10 мм 2. Цементно-піщаний розчин M150 - 15 мм 3. Гідроізоляційний прошарок - 5 мм 4. Цементно-піщана стяжка M150 - 15 мм 5. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм
6,9,10,1 2,20,21, 22,23,33 34,35,3 7,38,	V.		<ol style="list-style-type: none"> 1. Покриття - лінолеум - 3 мм 2. Звукоізоляційний прошарок - 30 мм 3. Гідроізоляційний прошарок - 3 мм 4. Цементно-піщана стяжка M150 - 40 мм 5. Залізобетонна плита перекриття - 220 мм

Зовнішня та внутрішнє опорядження.

На стінові панелі зовні завдано фактурний шар-штукатурка з мармуровою крихтою «під змив» з використанням кольору бежевого кольору. Виконується в заводських умовах.

Цокольні панелі облицьовані керамічною плиткою типу «Кабанчик» в заводських умовах.

Цегляні ділянки стін зазначені в проекті оштукатурюються розчином з мармуровою крихтою «під змив» під фактуру стінових панелей, з використанням кольору бежевого кольору.

Огорожа сходів забарвлюється масляною фарбою бежевого кольору.

Дерев'яні елементи, зазначені в проекті, фарбуються олійною фарбою світло-коричньового кольору за два рази.

Двері покриваються безбарвним водостійким лаком.

Рами вікон металопластикові, білого кольору

Тротуар й майданчики вздовж головних фасадів передбачені з покриттям з кольоровий тротуарної фігурної плитки.

Всі перегородки та стіни покриті поліпшеною силікатною забарвленням на висоту **2,7 м**, вище до стелі вапняна забарвлення. Стелі у всіх приміщеннях мають вапняну забарвлення Поверхня стін санвузлів, душових і навколо мийок облицьовуються глазурованою керамічною плиткою на висоту **1700 мм**.

Підлоги: в холах і коридорах – ламінат. В санвузлах, в медичній кімнаті, в душовій – керамічна плитка **30 × 30 см**. У всіх інших приміщеннях – лінолеум.

Відомість опорядження фасадів наведена в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 Відомість опорядження фасадів

<i>Nз/п</i>	<i>Елементи</i>	<i>Площа м²</i>	<i>Вид опорядження</i>	<i>Колір</i>
1	Цокольні панелі		Облицювання керамічною плиткою типу "Кабанчик" в заводських умовах	
2	Стенові панелі		Фактурний шар – штукатурка з мармуровою крихтою "пі д змив" на кольоровому цементі. Виконується в заводських умовах	Бежевий
3	Цегляні ділянки, монолітні закладення		Оштукатурення з мармуровою крихтою "пі д змив" під фактуру стінових панелей	Бежевий
4	Огорожа сходів		Масляне пофарбування	Бежевий
5	Дерев'яні елементи		Пофарбувати олійною фарбою за два рази	Світло-коричн.
6	Двері		Покрити безбарвним водостійким лаком	

1.4. Інженерні розрахунки

1.4.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Розрахунок ведеться за ДСТУ [11], ДБН [31] та методичними вказівками [32].

1. Теплотехнічні показники матеріалів огорожувальної конструкції.

а) Зовнішній фактурний шар панелі:

— щільність $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$

— товщина $\delta = 0,02 \text{ м}$

— коефіцієнт теплопровідності $\lambda = 0,93 \text{ Вт / м}^2\text{С}^\circ$

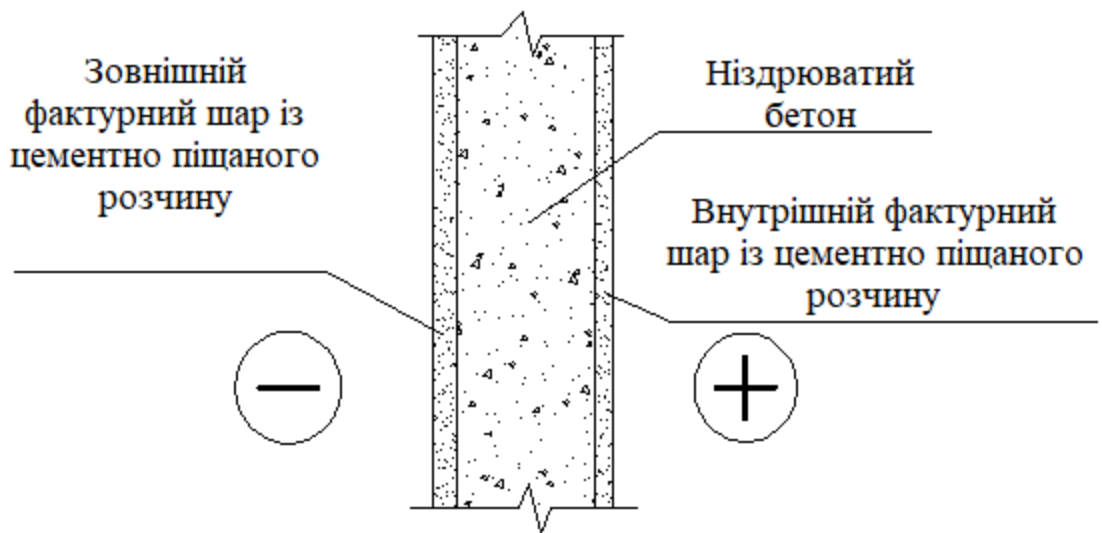


Рисунок 1.2 . Схема стінової панелі із ячеїстого бетону

б) Газобетон, пінобетон або піносілікат.

— щільність $\gamma_2=400 \text{ кг/м}^3$

— товщина $\delta_2=X \text{ м}$

— коефіцієнт теплопровідності $\lambda_2=0,15 \text{ Вт/м}^2\text{C}^\circ$

в) Зовнішній фактурний шар панелі:

— щільність $\gamma_3=1800 \text{ кг/м}^3$

— товщина $\delta_3=0,015 \text{ м}$

— коефіцієнт теплопровідності $\lambda_3=0,93 \text{ Вт/м}^2\text{C}^\circ$

2. Температура повітря в приміщенні $t_{\text{в}}=18^0 \text{ C}$

Середня температура опалювального періоду $t_{\text{от.пер.}}=0,9^0 \text{ C}$

Тривалість опалювального періоду $z_{\text{о.п.}}=168 \text{ діб.}$

3. Обчислюємо градусодобу опалювального періоду (ГСОП):

$$\text{ГСОП}=(t_{\text{в}}-t_{\text{от.пер.}})\cdot z_{\text{о.п.}}=(18-0,9)\cdot 168=2872,8^0\text{C}$$

4. Визначаємо опір теплопередачі за формулою:

$$R_0=1/\alpha_{\text{в}}+R_{\text{к}}+1/\alpha_{\text{н}};$$

Де $\alpha_{\text{в}}=8,7 \text{ Вт/м}^2\text{C}^\circ$ — коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції.

$\alpha_{\text{н}}=23 \text{ Вт/м}^2\text{C}^\circ$ — коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції.

R_k – термічний опір конструкції, яка огороджує. Величина визначається як сума термічних опорів окремих шарів:

$$R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n + R_{в.п.}$$

$$\text{Де } R = \delta / \lambda$$

$$\text{Тоді } R_k = \delta_1 / \lambda_1 + \delta_2 / \lambda_2 + \delta_3 / \lambda_3 = 0,02 / 0,93 + \delta_2 / 0,15 + 0,015 / 0,93 = 0,0376 + \delta_2$$

(Вт/м²С⁰)

Значить:

$$R_0 = 1/8,7 + 0,0376 + \delta_2 / 0,15 + 1/23 = 0,196 + \delta_2 / 0,15 \text{ (Вт/м}^2\text{С}^0\text{)}$$

5. Визначаємо опір теплопередачі конструкції, що огороджує, за ДБН [31]:

$$ГСОП_1 = 2000^0\text{С}_{\text{сут}}, R_{\text{тп}1} = 2,1 \text{ (Вт/м}^2\text{С}^0\text{)}$$

$$ГСОП_2 = 2872,8^0\text{С}_{\text{сут}}, R_{\text{тп}2} = X \text{ (Вт/м}^2\text{С}^0\text{)}$$

$$ГСОП_3 = 4000^0\text{С}_{\text{сут}}, R_{\text{тп}3} = 2,8 \text{ (Вт/м}^2\text{С}^0\text{)}$$

Знаходимо інтерполюванням:

$$R_{\text{тп}2} = 2,1 + (2,8 - 2,1) / (4000 - 2000) * (2872,8 - 2000) = 2,4 \text{ (Вт/м}^2\text{С}^0\text{)}$$

6. Визначаємо необхідну товщину шару:

$$2,4 = 0,196 + \delta_2 / 0,15 \text{ тоді } \delta_2 = (2,4 - 0,196) \cdot 0,15 = 0,33 \text{ м}$$

Приймаємо панель товщиною 250 мм.

РОЗДІЛ 2.
ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий»

2.1.1 Актуальність теми

Моделювання реальних конструктивних схем за допомогою методу кінцевих елементів – задача нині актуальна й надважлива. Сучасний інструментарій розрахункових програмних комплексів надає інженеру безліч способів та варіантів щодо моделювання однієї й тієї ж самої конструкції. Способи моделювання залежать, насамперед, від мети розрахунку та його точності.

Питання моделювання збірних плит перекриття висвітлено в довідкових матеріалах розрахункового програмного комплексу ЛІРА [1, 2, 3, 4, 5].

2.1.2. Мета, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

Метою роботи є визначення, як той чи інший спосіб (тип) моделювання збірних плит впливає на достовірність зусиль та переміщень в будівельній системі (рамі).

Задачі, що були сформульовані для досягнення поставленої мети.

- ознайомлення із способами та особливостями побудови кінцевоелементної моделі ячейки перекриття із збірних залізобетонних плит, що спираються на ригель;
- створення чотирьох варіантів кінцевоелементних моделей ячейки із збірних плит перекриття;
- виконання статичного розрахунку моделей, аналіз та порівняння результатів статичного розрахунку;
- формулювання висновків по роботі

Об'єкт дослідження – кінцевоелементна модель ячейки перекриття розміром **6,0 х 6,0 м** із збірних залізобетонних плит.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан кінцевоелементної моделі ячейки перекриття розміром **6,0 х 6,0 м** із збірних залізобетонних плит

Методи дослідження – числовий метод розрахунку будівельних конструкцій, метод кінцевоелементного комп'ютерного моделювання будівельних конструкцій

Апробація результатів магістерської роботи.

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

Публікації

Куліш А.І., Срібняк Н.М. Дослідження просторової роботи збірного диску перекриття дитячого садка /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021. С.175

2.1.3. Практичне значення отриманих результатів

Дослідження надають результати, які дозволяють зробити якісний аналіз роботи конструкцій та обрати той варіант моделювання збірних плит перекриття, який найкращим чином відповідає реальній роботі конструкції.

2.1.4. Аналіз публікацій та досліджень, що існують

Питанням коректного моделювання збірних плит перекриття задається багато практичних інженерів-проектантів [6,7]. В [6] описано спосіб завдання збірної плити укрупненими (2х2м) кінцевими елементами оболонки з метою лише врахування жорсткого диску перекриття, а власну вагу плити й навантаження на неї прикладалося на ригелі (стіни). На ригелі (стіни) спираються плити. Інший варіант, що пропонувався полягав в тому, що збірні плити моделювалися КЕ типу «оболонка» як звичайне монолітне перекриття. Розбивка плит здійснювалася за більш укрупненою сіткою. Навантаження прикладалося безпосередньо на плиту. В місцях обпирання плит на ригель (стіну) моделювався шарнір навколо осі **У** [1, 3]. Таке моделювання здійснювалося методом розшивки швів – у ригеля і перекриття «з'являлися»

після розшивки свої вузли. По бокових гранях виконувалася розшивка швів й об'єднувалися переміщення лише по осі Z [5].

Але друга модель не достатньо коректно відобразила дійсні умови роботи перекриття оскільки перекриття в цьому разі працює як монолітне нерозрізне й шарнірно обперте на ригель. Автор висловив припущення, що доцільно в місці спирання виконати три вузли (з організацією шарніра навколо осі в вузлах примикання плит до ригеля): один вузол ригеля, другий перекриття зліва від ригеля (лівий проліт при опиранні на ригель всередині будівлі), третій – справа (правий проліт при спиранні на ригель всередині будівлі) [6]. Недоліком описаного методу є його достатня трудомісткість.

Інший спосіб, є менш працезатратних у виконанні й полягає в тому, що якщо необхідно змодельовати жорсткий диск, то між суміжними колонами вводиться одна горизонтальна пластина – балка-стінка, а навантаження прикладаються на ригелі [6].

Ще один спосіб моделюванн, зазначений в [6] полягає в тому, що до вузлів ригеля (розбивка вузлами виконується по довжині ригеля) вводяться вертикальні стерженьки підвищеної жорсткості (модуль деформації E приймають в 10 разів більшим, аніж у бетона). Плити на ригель «вкладалися» так званими «одиничними», тобто без розбивки на пластинчаті кінцеві елементи типу оболонка. Потім до верхніх вузлів стерженьків вводилися поворотні шарніри. Таким чином, в результаті розрахунку, переміщення по вертикалі були відсутніми, але розпір, що утворюється анкеруванням плит є достовірним [6].

2.1.5 Моделі, що прийято до дослідження

Розглянемо згідно плану будівлі (рис.2.1,а) фрагмент (ячейку перекриття) в осх «2-3» та «Г-Д», із збірних плит.

б)

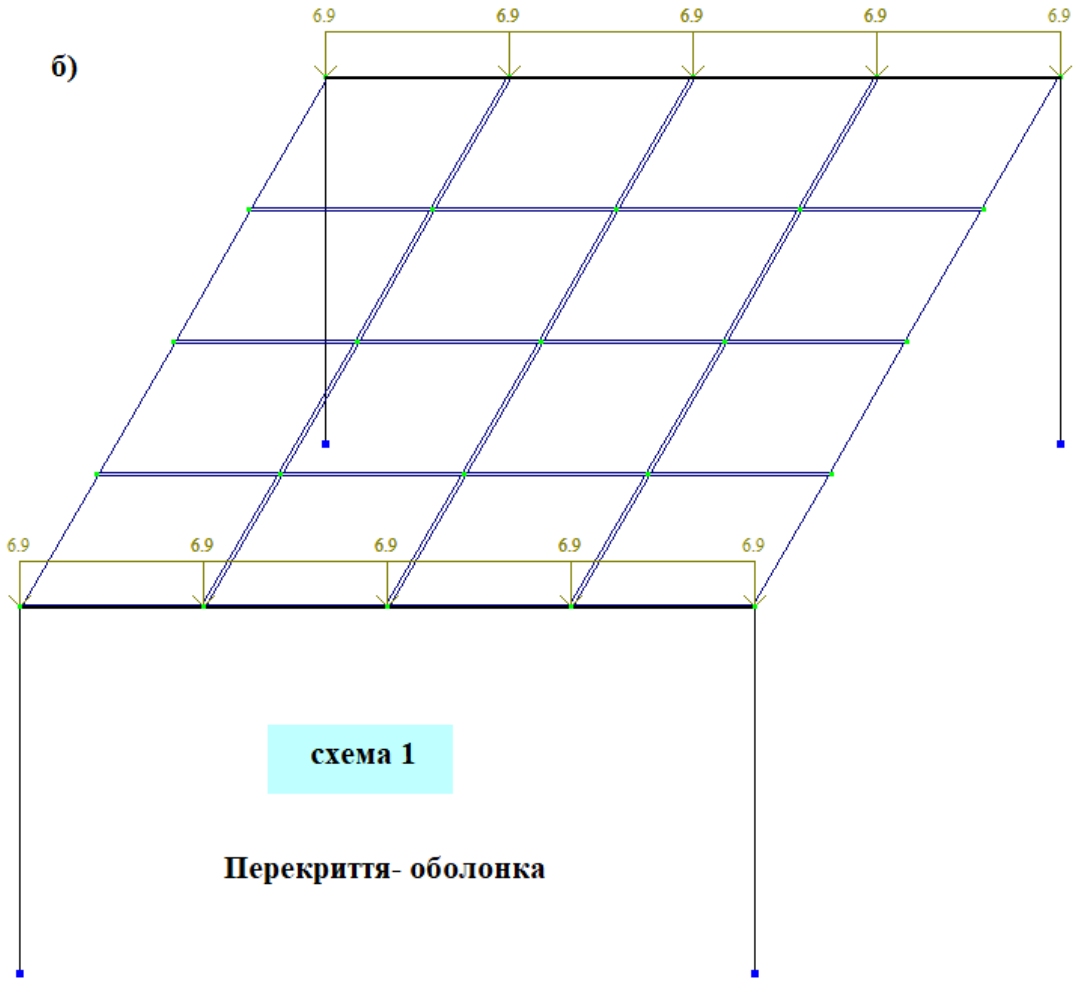


схема 1

Перекриття- оболонка

В)

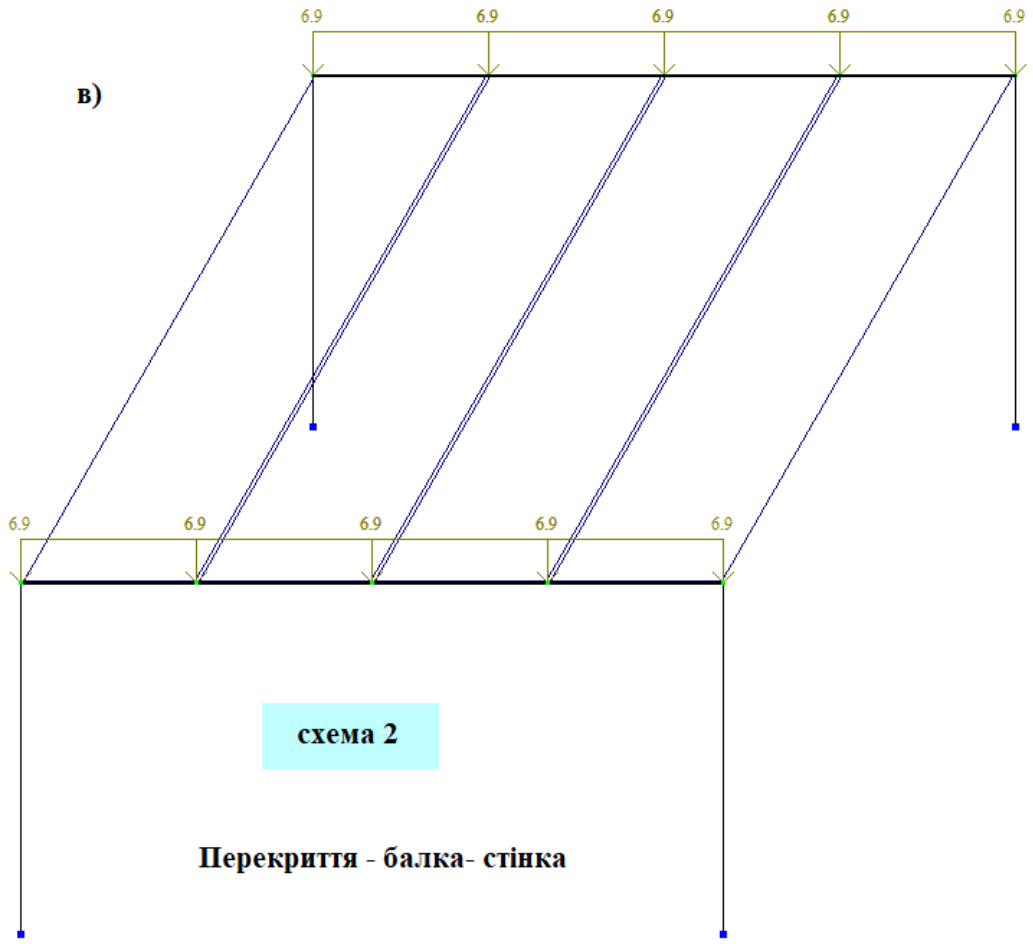


схема 2

Перекрыття - балка- стінка

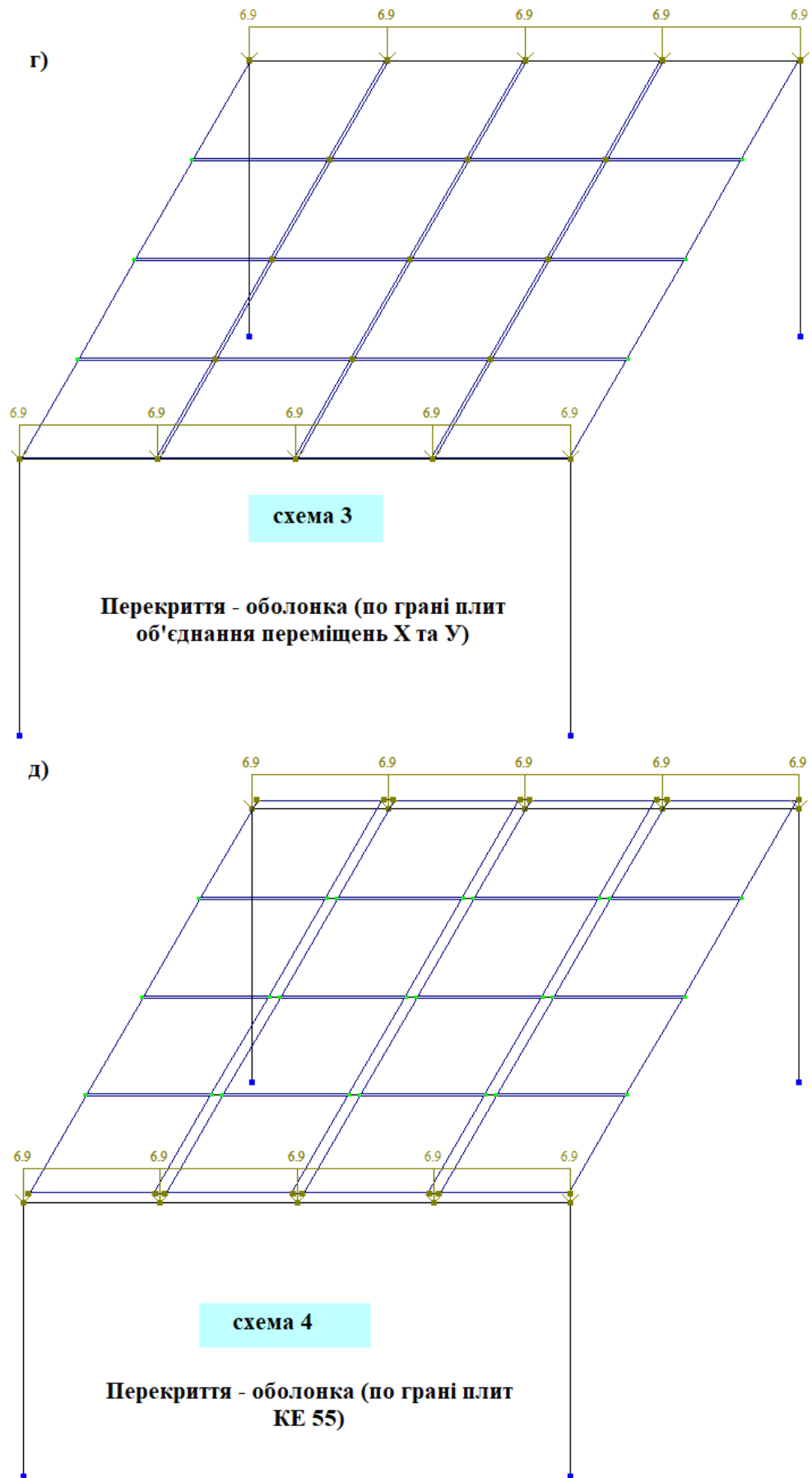


Рис. 2.2 Способи моделювання збірних плит перекриття: еталон для порівняння – а; схема 1–б; схема 2– в; схема 3 –г; схема 4– д

Опишемо кінцевоелементні моделі, що прийнято для порівняння.

«Еталон»

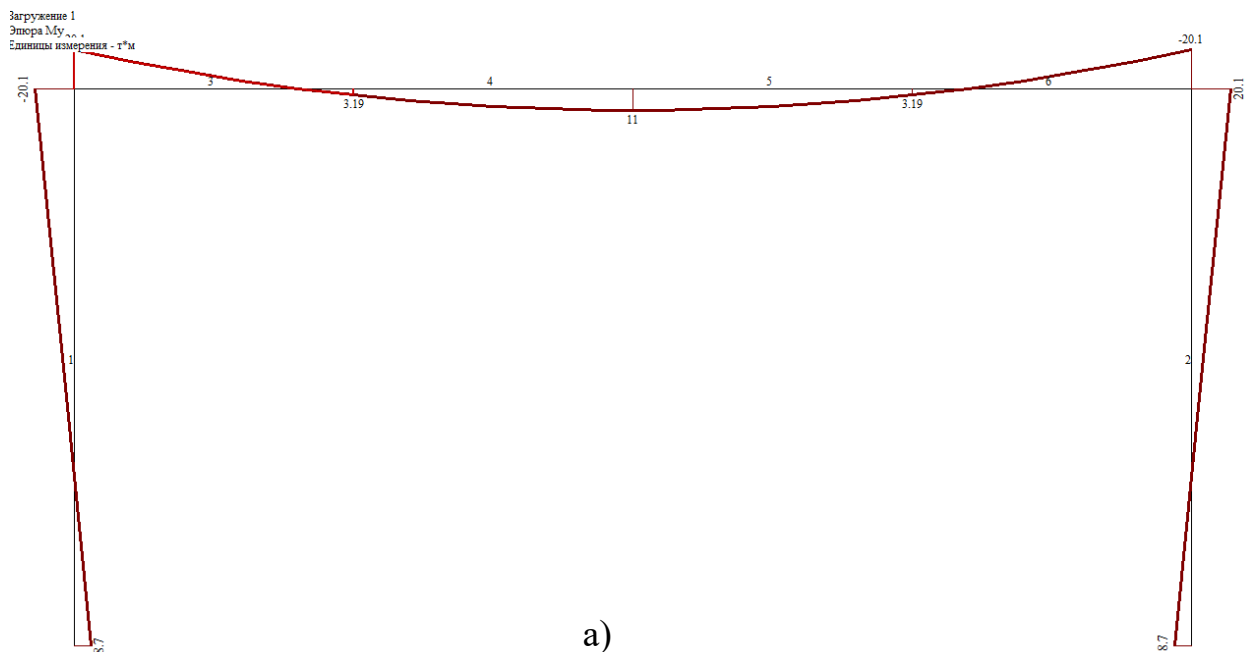
Плоска рама прольотом 6,0 м розташована в площині XOZ. Колони та ригель змодельовано КЕ 10. Має місце жорстке примикання ригеля до колони. Граничні умови – жорстке заземлення опорних вузлів. Ознака системи може бути прийнята за №2, як для плоскої рами, так і ознака №5, як для системи загального виду.

Згідно табл. 2.4 в п. 2.2 сумарне навантаження (постійне+тимчасове) навантаження на 1м 2 покриття становить 11,25 кН/м². Множимо це значення на ширину вантажної площі для середнього ригеля й отримуємо:

$$q = 11,25 \cdot 6 = 67,5 \text{ кН/м}^2 \text{ або } 6,9 \text{ т/м}^2$$

Характеристики жорсткостей елементів за схемою «еталон» – див. рис. 2.2, а наведено в таблиці 2.1.

Після виконання статичного розрахунку отримаємо результати, наведені на рис.2.3



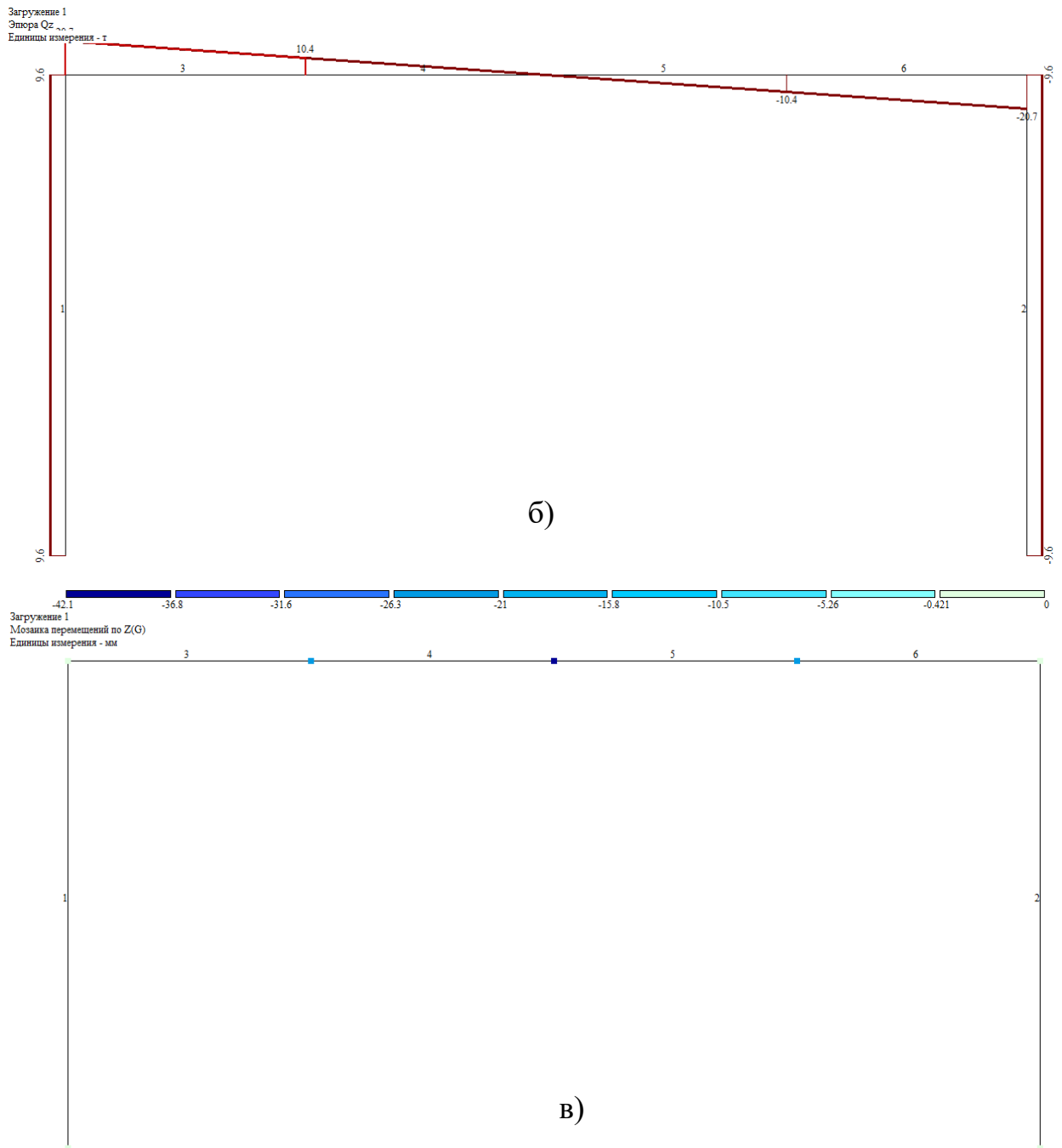


Рис.2.3 Результаты статического расчета плоской рамы, что принята за эталон: эпюра моментов M_u -а; эпюра поперечных сил Q_z – б; мозаика перемещень вузлів вздовж осі Z – в

В таблиці 2.1 наведено характеристики жорсткості кінцевих елементів, що моделюють схеми.

Таблиця 2.1 Характеристики жорсткостей конструктивних елементів схем

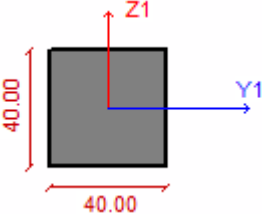
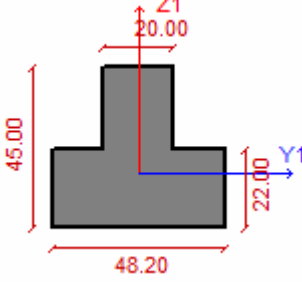
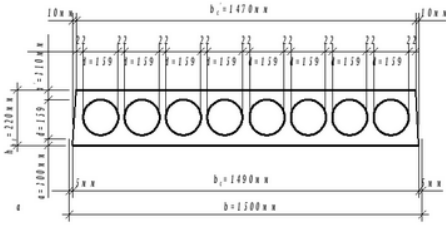
Назва елементу	Поперечний переріз, мм	E, т/м ²	R, т/м ³	μ
1. Колона		$2,75 \cdot 10^7$	2,45	0,2
2. Ригель 1 РП 4-53 (серія 1.020.1-2с/89)		$2,75 \cdot 10^7$	2,45	0,2
3. Плита багатопорожниста t=22см R=2,45 т/м ³		$2,75 \cdot 10^7$	2,45	0,2

Схема 1

Ячейка з плит покриття змодельована пластинчатими кінцевими елементами типу «оболонка» – КЕ 41. Ортротропність плитного елемента не враховувалася. З'єднання оболонок одна з одною відбувається в одному вузлі (нерозривність) – рис.2.4

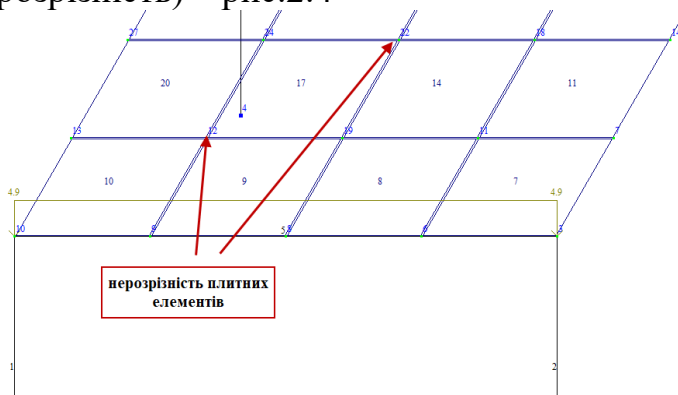


Рис. 2.4 З'єднання оболонок одна з одною відбувається в одному вузлі (нерозривність)

Результати статичного розрахунку за схемою 1 наведено на рис. 2.5-2.7.

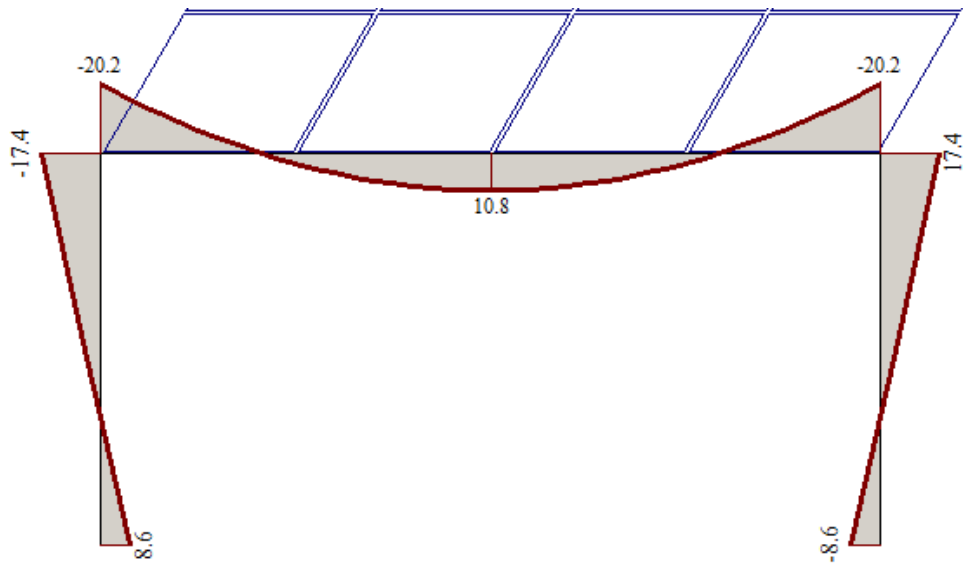


Рис. 2.5 Момент вигину в ригелі: опорний момент $M_{оп} = 20,2$ тм; прольотний момент $M_{пр} = 10,8$ тм

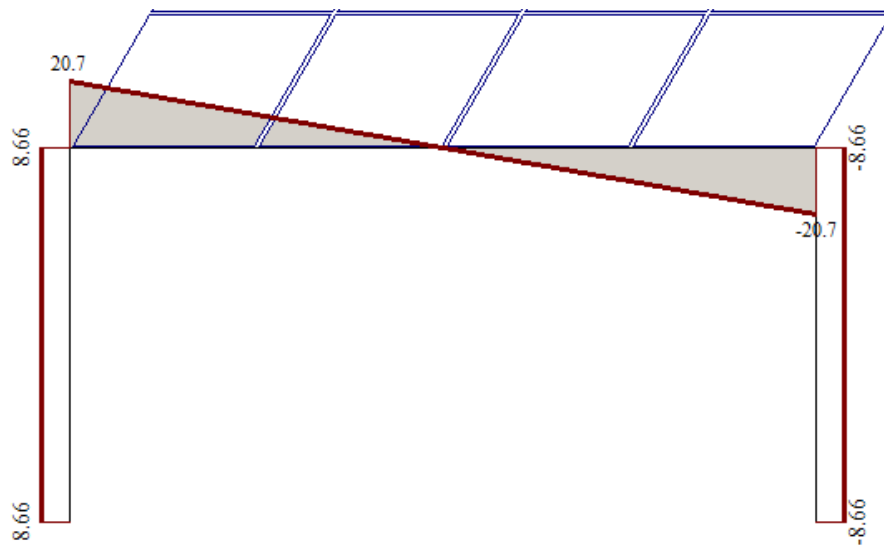


Рис. 2.6 Поперечна сила Q_z в ригелі 20,7 т

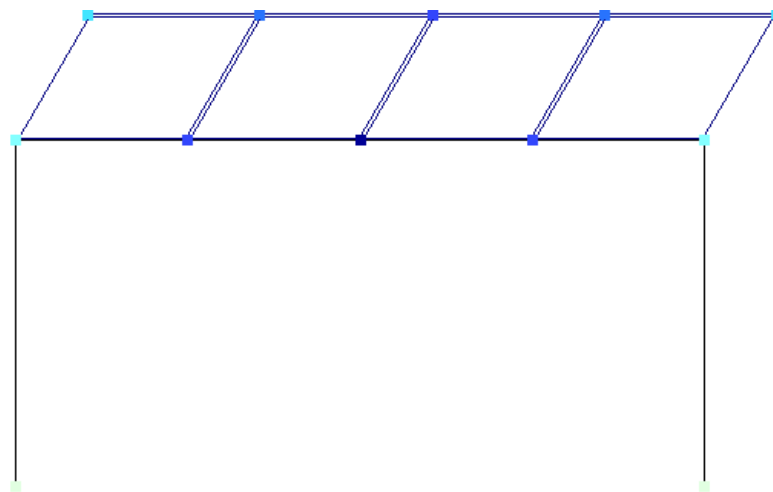


Рис. 2.7 Мозаїка переміщень вузлів в ригелі вздовж осі Z . Переміщення в центрі прольоту становлять 40,7 мм

Як видно із результатів – оболонка «відбирає» частину зусиль у ригеля. В даному прикладі похибка склала 9%. Крім того, оболонка защемлюється в колоні, то бто утворює з колоною рамний вузол.

Схема 2

Плита перекриття змодельована універсальною балкою-стілкою (без врахування ортотропності). Окрім того, у КЕ типу «балка-стінка» відсутня жорсткість на вигин.

Результати статичного розрахунку за схемою 2 наведено на рис. 2.8–2.10.

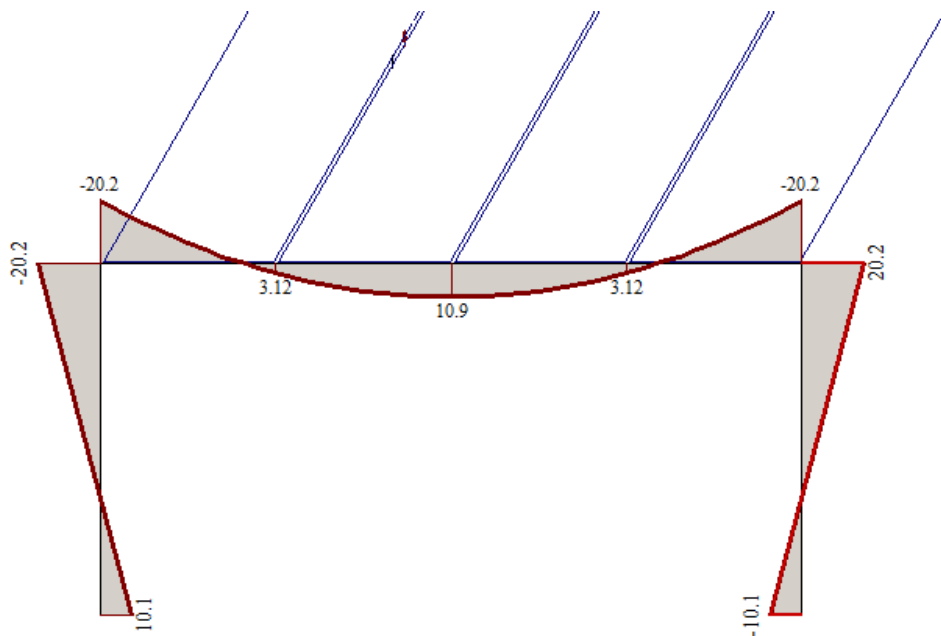


Рис. 2.8 Момент вигину в ригелі: опорний момент $M_{оп} = 20,2$ тм; прольотний момент $M_{пр} = 10,9$ тм

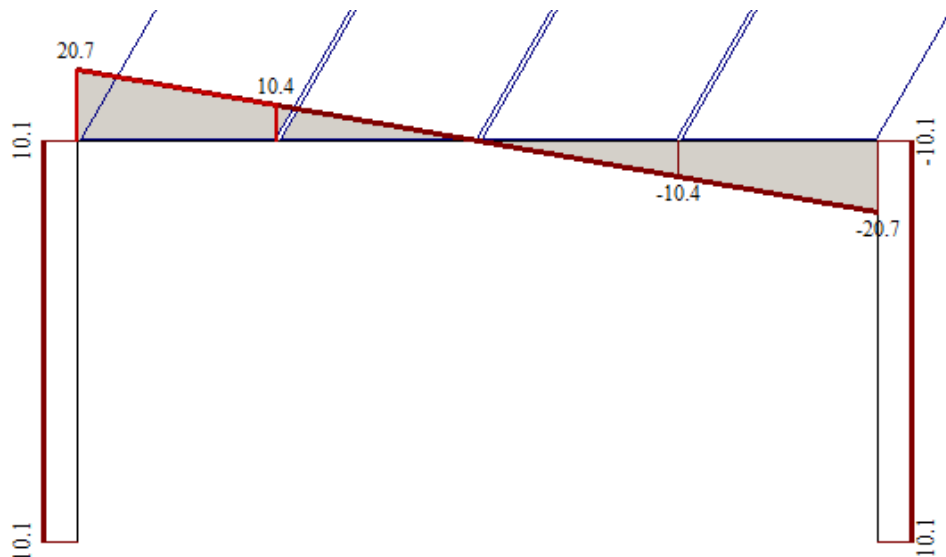


Рис. 2.9 Поперечна сила Q_z в ригелі 20,7 т

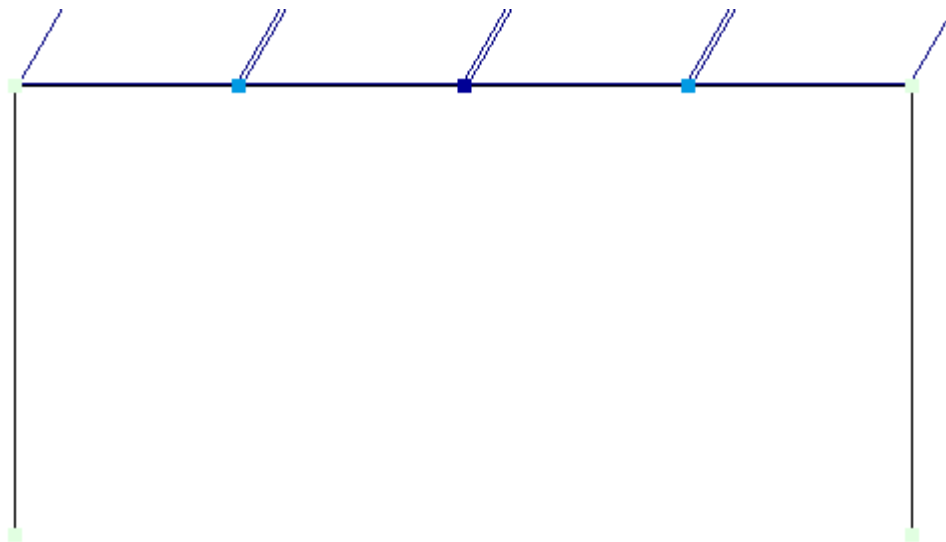


Рис. 2.10 Мозаїка переміщень вузлів в ригелі вздовж осі Z . Переміщення в центрі прольоту становлять 41,7 мм

Як видно за результатами – співпадіння з еталоном. Зважаючи на те, що у балки-стілки відсутня жорсткість на згин ригель самостійно сприймає навантаження, що до нього прикладене. Недоліком такого підходу є вертикальне навантаження потрібно збирати вручну та прикладати до ригеля безпосередньо, оскільки в КЕ балка-стінка навантаження із площини заборонені.

Розбивання на кінцеві елементи в цьому випадку можна виконувати досить грубо – один КЕ на проліт, тобто між колонами один елемент стрижня (ригель) та балки-стілки (плита перекриття), прольотні моменти в ригелі отримуємо вказанням додаткових перерізів в стержні. Оскільки при такому

підході кінцеві елементи, що моделюють роботу перекриття, виконують функцію лише горизонтальної діафрагми, що розподіляє горизонтальні навантаження між вертикальними елементами, то проміжні вузли при розбивці не потрібні.

Схема 3

Плита перекриття змодельована плитними кінцевими елементами типу оболонка – КЕ №41 (без урахування ортотропності). З'єднання оболонок одна з одною виконано таким чином: вздовж збірної панелі перекриття – нерозрізна, поперек (в місцях з'єднання з сусідніми панелями) – через застосування функції «об'єднання переміщень» (так званий циліндричний шарнір).

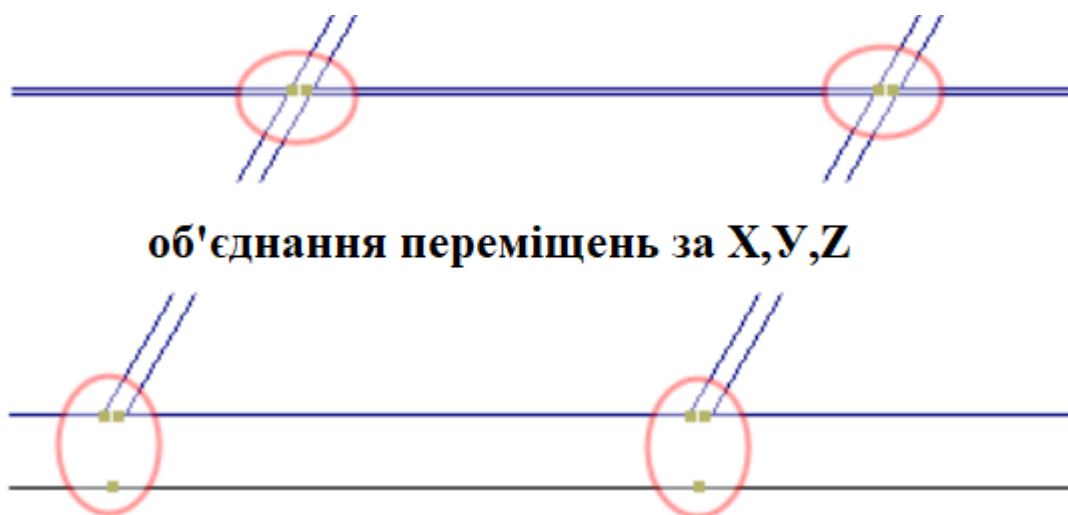


Рис. 2.11 Влаштування об'єднання переміщень влаштуванням циліндричного шарніру

За умовчанням КЕ оболонки (стіни та плити) сполучаються один з одним жорстко. Але для моделювання шарнірного обпирання плити перекриття на балку (стіни) необхідно створити циліндричний шарнір за допомогою функції об'єднання переміщень – створити шарнір із розшивкою вузлів.

Шарнір у пластинах алгоритмічно організується за допомогою розшивки схеми відповідної лінії вузлів, як правило, орієнтованої вздовж однієї з осей глобальної системи координат. Розшивка супроводжується роздвоєнням вузлів на лінії розшивки (в одних й тих же координатах

з'являються по два вузли). Щоб не допустити повного порушення спільності, новим вузлам надають вказівку, яким саме елементам вони мають належати [1].

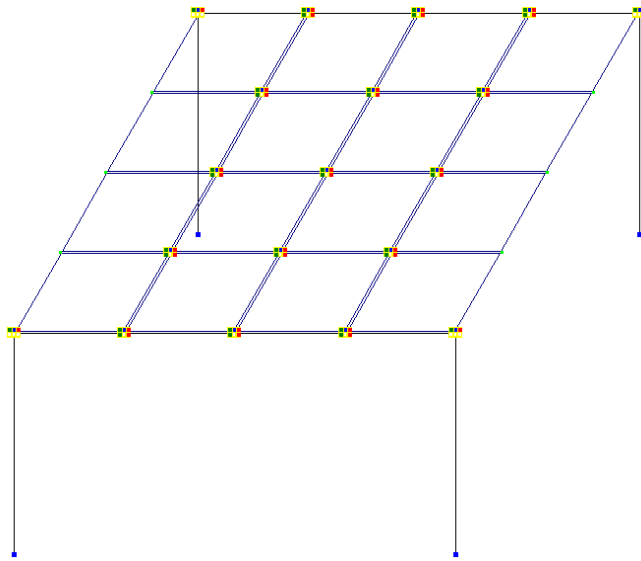


Рис. 2.12 Візуалізація об'єднання переміщень вузлів

Результати статичного розрахунку за схемою 3 наведено на рис. 2.13–2.15.

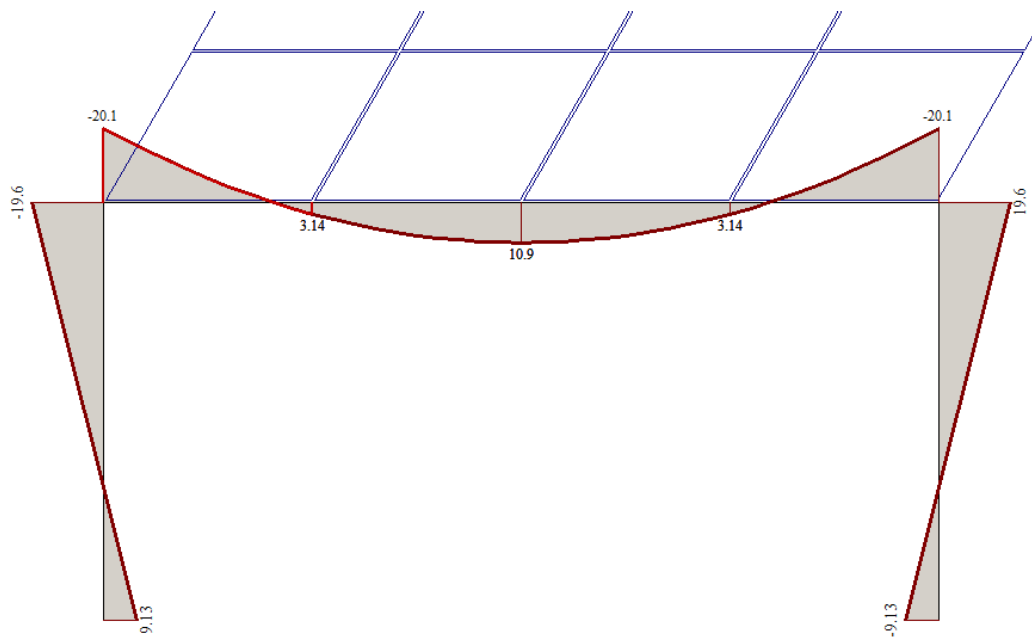


Рис. 2.13 Момент вигину в ригелі: опорний момент $M_{оп}=20,1$ тм; прольотний момент $M_{пр}=10,9$ тм

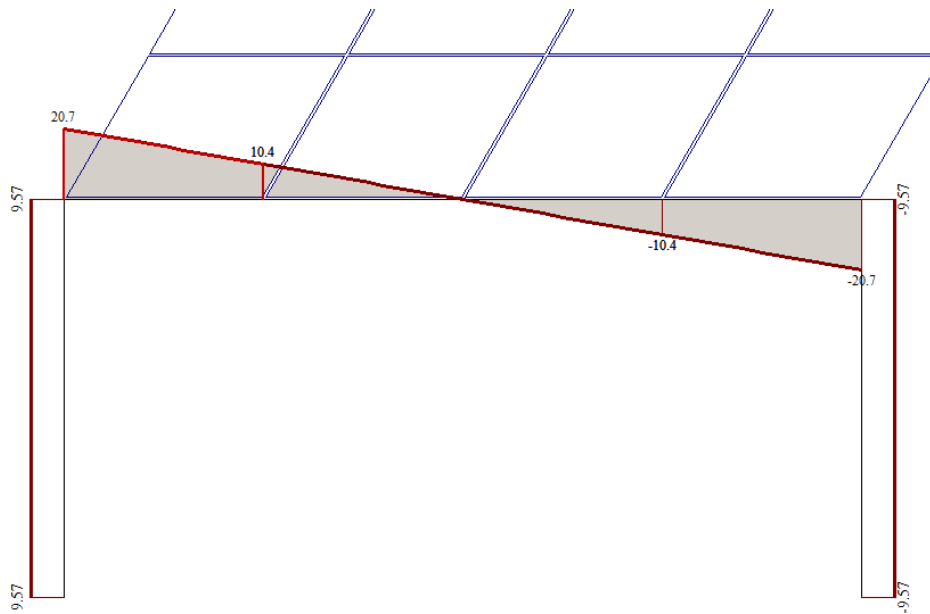


Рис. 2.14 Поперечна сила Q_z в ригелі 20,7 т

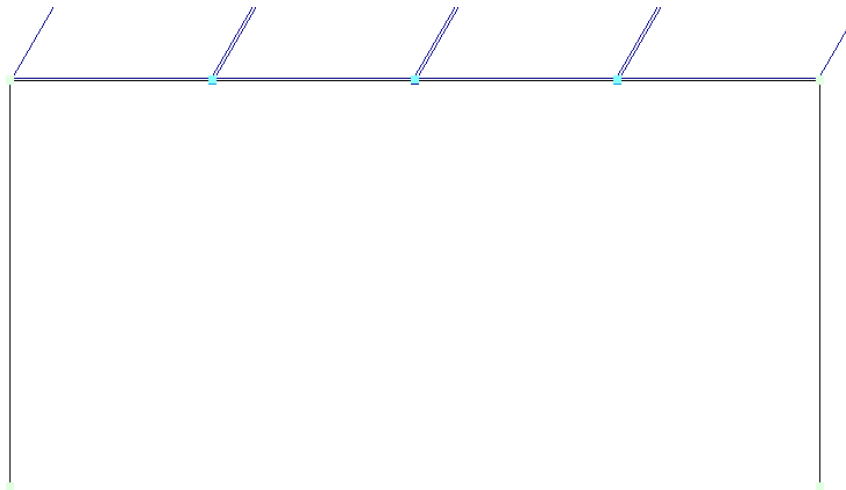


Рис. 2.15 Мозаїка переміщень вузлів в ригелі вздовж осі Z . Переміщення в центрі прольоту становлять 41,8 мм

В результаті застосування такого прийому осьова (мембранна) жорсткість диску зберігається за всіма напрямками, а жорсткості при вигині: вздовж панелі – зберігаються, поперек панелі (в місці стикування із сусідньою) – дорівнює нулю.

Як видно із результатів – оболонка вже не допомагає «працювати» ригелю.

Схема 4

Плита перекриття змодельована пластинчатими елементами типу оболонка – КЕ 41. Ортотропні властивості багатопорожнинної панелі не враховано. З'єднання оболонок одна із однією виконано таким чином –

вздовж збірної панелі перекриття – нерозрізна, впоперек (в місцях з'єднання з іншими панелями) вводиться КЕ №55, що моделює пружний зв'язок між вузлами, тобто в конструктивному вирішенні це є моделювання *бетонної шпонки* між поздовжніми сторонами плит.

Цей КЕ55 призначено для врахування податливості зв'язку між суміжними вузлами.

Кожному вузлу притаманно по шість ступенів свободи, які визначаються відносно осей глобальної системи координат. Отже, елемент дозволяє змоделювати як лінійну, і кутову податливість зв'язку щодо осей X , Y , Z глобальної системи координат.

Вузли, між якими моделюється податливість, можуть мати однакові координати – матрицю жорсткості цього КЕ не входить його довжина. В результаті рахунки обчислюються зусилля у зв'язках, накладених уздовж відповідних осей загальної системи координат [4].



Рис.2.16 Моделювання об'єднання переміщень між вузлами в схемі 4

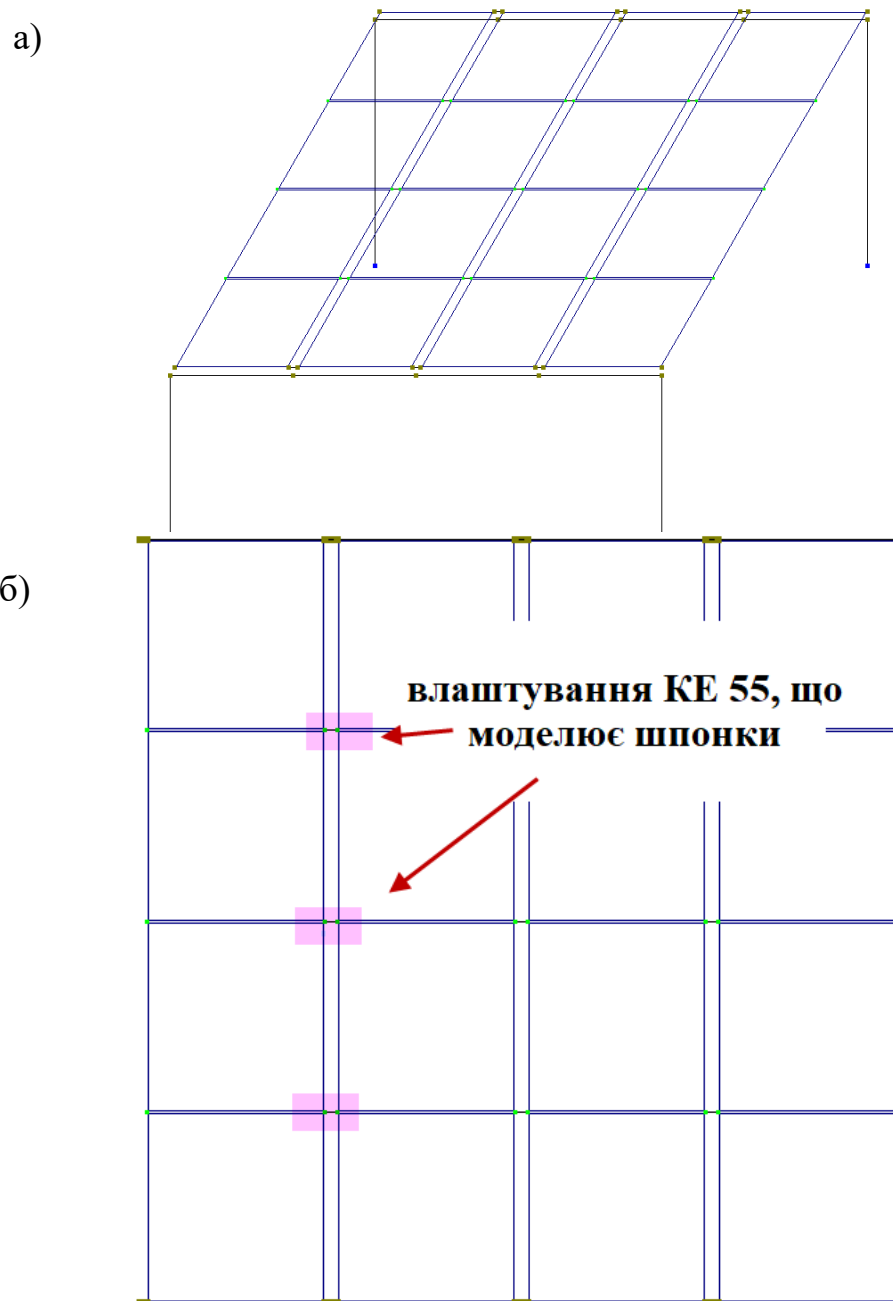


Рис. 2.17 Загальний вигляд кінцевоелементної схеми №4 після влаштування KE55 та об'єднання переміщень вузлів по осі Z (за рис. 2.16) – а; влаштування шпонок між довгими сторонами плит за допомогою KE 55–б; Результати статичного розрахунку за схемою 3 наведено на рис. 2.18–2.20.

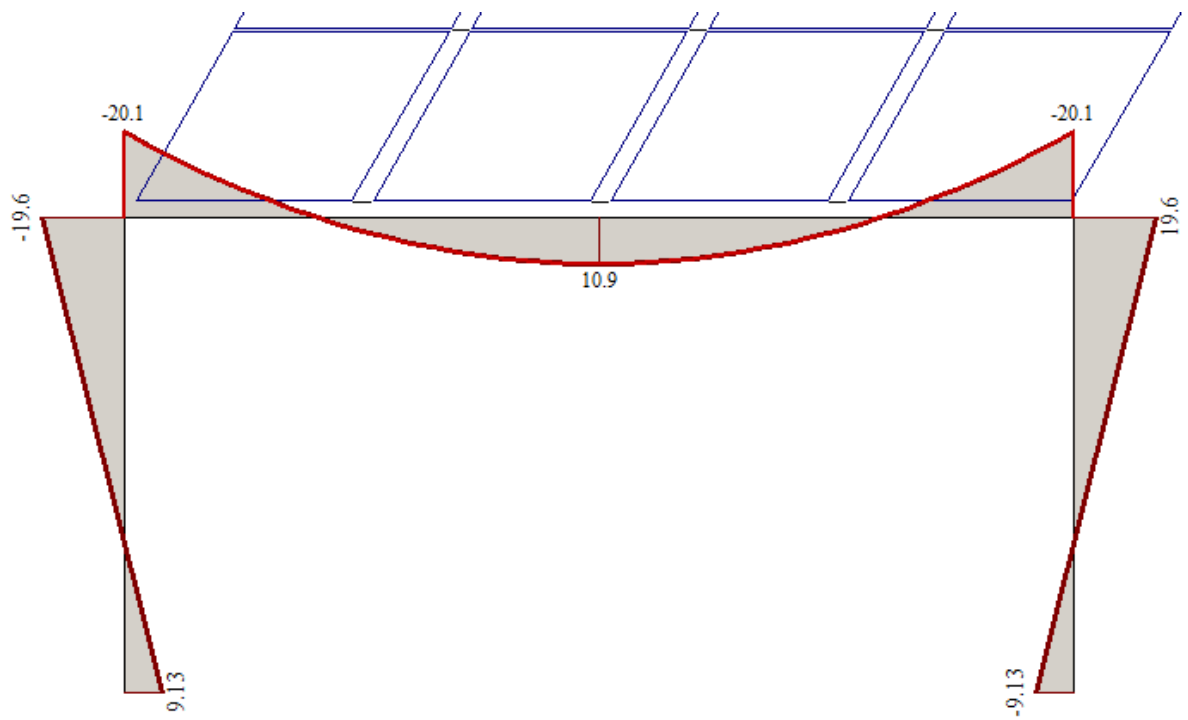


Рис. 2.18 Момент вигину в ригелі: опорний момент $M_{оп}=20,1$ тм; прольотний момент $M_{пр}=10,9$ тм

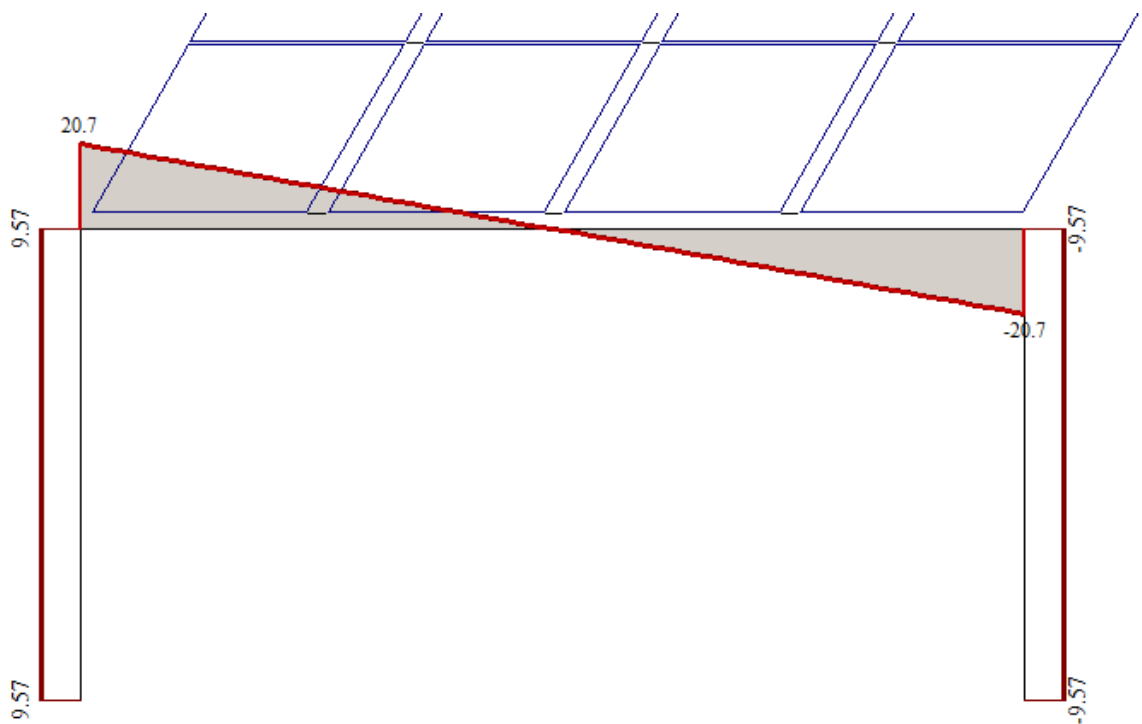


Рис. 2.19 Поперечна сила Q_z в ригелі 20,7 т

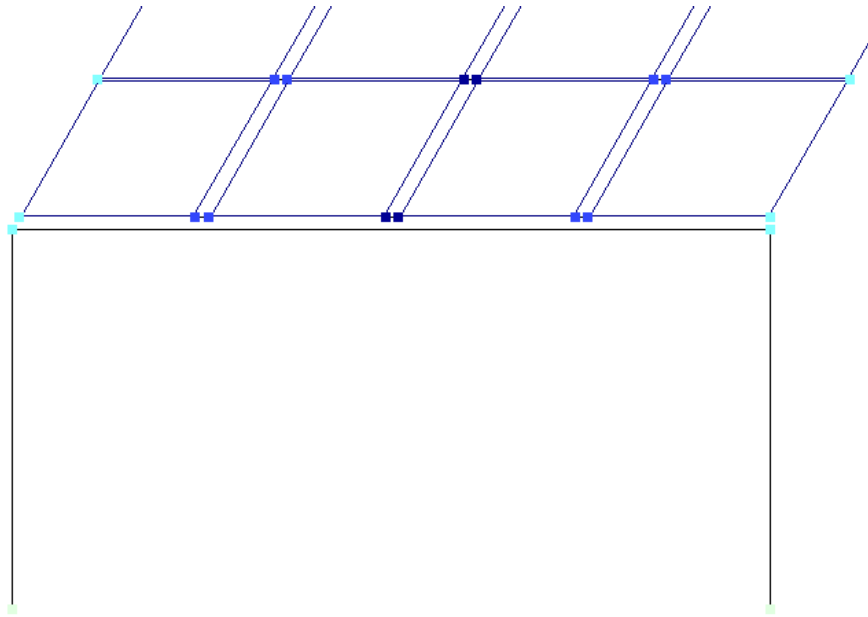


Рис. 2.20 Мозаїка переміщень вузлів в ригелі вздовж осі Z . Переміщення в центрі прольоту становлять **42,0 мм**

В цьому розрахунковому випадку у формуванні осьової жорсткості диска перекриття враховується кінцева жорсткість бетонних шпонок, які працюють на сприйняття зусиль зсуву. Шпонки утворюються в результаті заливання бетонною сумішшю низьких класів стиків панелей перекриття по бічній грані.

Жорсткості при згині: вздовж панелі зберігаються. Жорсткість поперек панелі (в місці стикування з сусідньою плитою) дорівнює нулю. Або ж ця жорсткість може мати вказану кінцеву величину, якщо це забезпечено конструктивним рішенням.

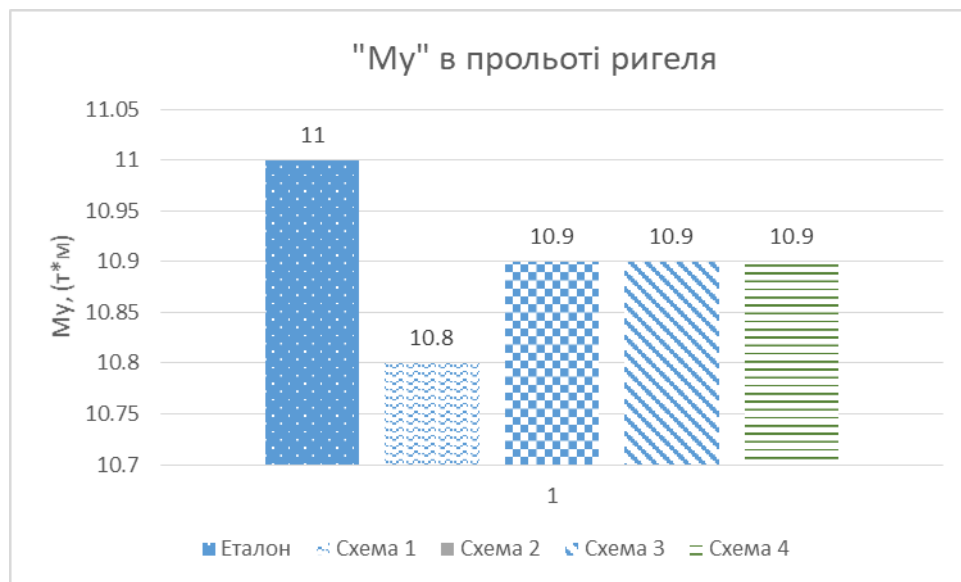
Як видно з рис. 2.18–2.20 наявне співпадіння зусиль з еталоном.

Зведені результати розрахунків наведено в таблиці 2.2.

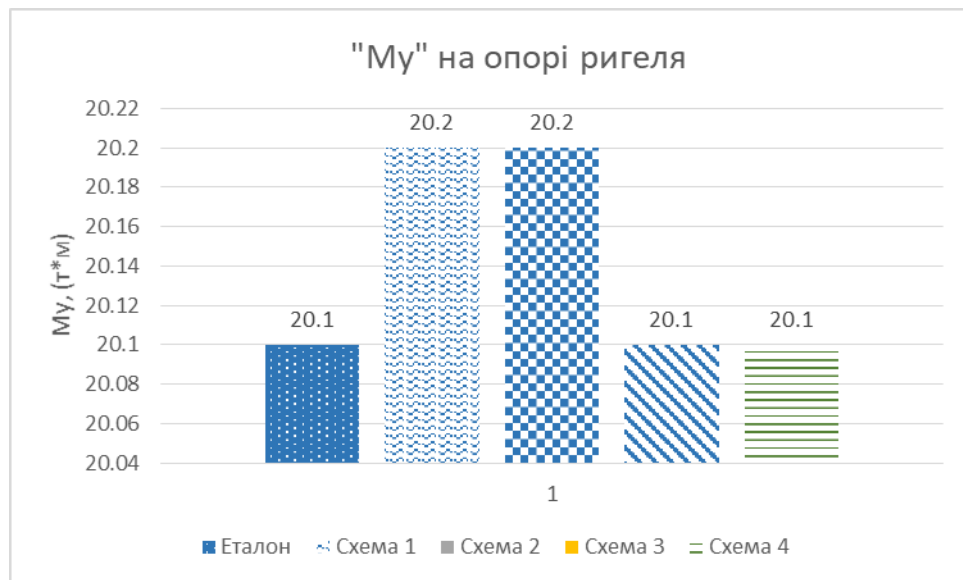
Таблиця 2.2 Результати статичного розрахунку моделей

Назва зусилля, од. виміру	Еталон	Схема 1	Схема 2	Схема 3	Схема 4
Му, в прольоті (т·м)	11	10,8	10,9	10,9	10,9
Му, на опорі (т·м)	20,1	20,2	20,2	20,1	20,1
Qz на опорі, (т)	20,7	20,7	20,7	20,7	20,7
Переміщення по Z, (мм)	-42,1	-40,7	-41,7	-41,8	-42,0

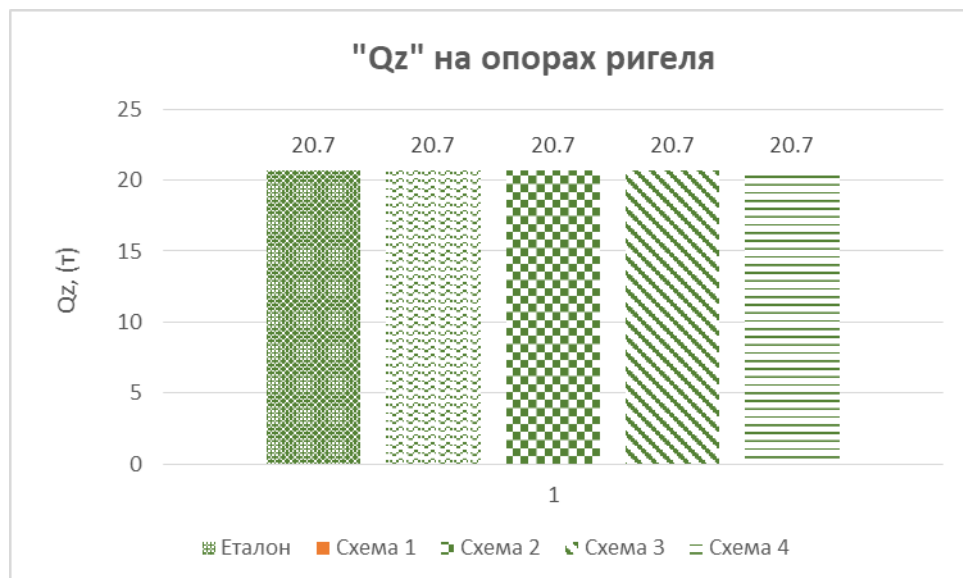
На рис. 2.21 – наведено графіки за табл. 2.2



а)



б)



в)

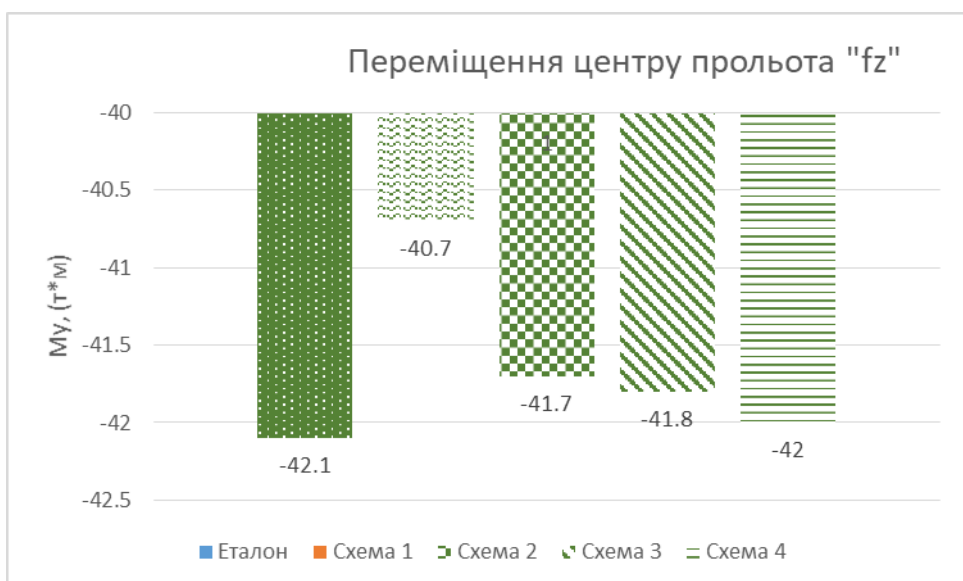


Рис. 2.21 Зусилля, що виникають в моделях в результаті статично розрахунку: " M_y " на опорі ригеля – а; " Q_z " на опорах ригеля – б; переміщення центру прольота " f_z " – в

2.1.6 Висновки

Проаналізувавши графіки на рис. 2.21, можна зробити висновок, що співпадіння результатів стичного розрахунку відмічається в схемі №2 та в схемі №4. Це обумовлено тим, що в першому випадку ригель самостійно сприймає навантаження, що до нього прикладене, оскільки у КЕ балка-стінка жорсткість на вигин дорівнює нулю. В другому випадку введення спеціального кінцевого елемента, що моделює шпонку, й об'єднання переміщень вузлів на опорах коректно відображає реальну роботу конструкції, що й обумовило задовільне співпадіння результатів розрахунку.

Також можна підсумувати, що моделювання шарнірного обпирання плит (з реальною товщиною) на ригелі та об'єднанням переміщень відображає реальну роботу конструкції – враховано ексцентриситети спирання плити, враховується зсув у шпонках; ячейку можна завантажити навантаженнями погонним від перегородок. Але, поряд із своїми перевагами, цей метод є досить працемісткий.

2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний»

2.2.1 Основні проектні рішення

За конструктивною схемою будівля є каркасною, з повним каркасом (з навісними зовнішніми стінами). Несуча система в поперечному напрямку утворена плоскими рамами, що складаються з колон, ригелів і окремих фундаментів. У поздовжньому напрямку поперечні рами з'єднані між собою ригелями. На ригелі поперечних рам спираються круглопустотні плити перекриттів.

Просторова жорсткість каркаса забезпечується жорсткістю всіх вузлів рам в поперечному й поздовжньому напрямках, тобто конструктивна схема каркаса – рамна.

2.2.2 Компонування конструктивної схеми

Проектом передбачено два типи ригелів за характером роботи й розташуванню в схемі будівлі:

- ригелі двуполічні для двобічного спирання плит перекриттів.
- ригелі однополічні для однобічного спирання плит перекриттів.

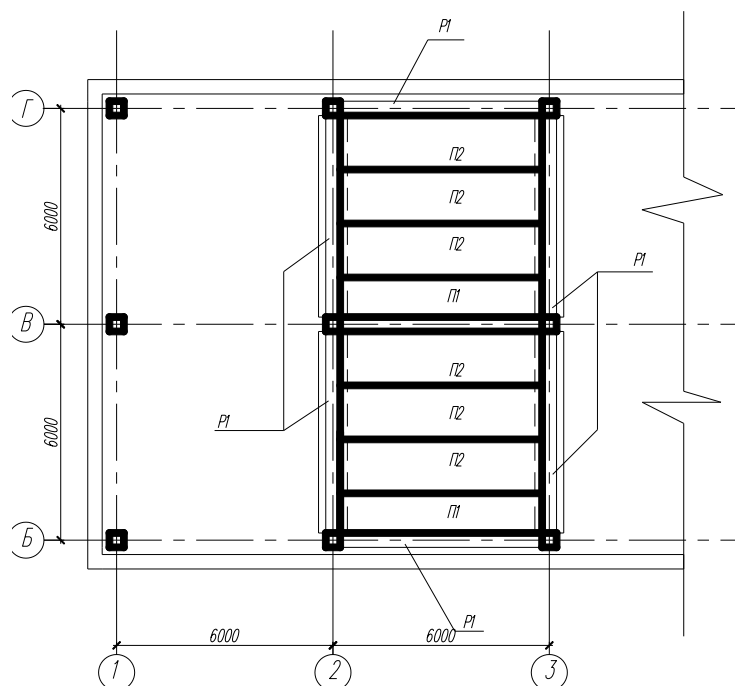


Рис. 2.22 Схема розташування плит перекриття

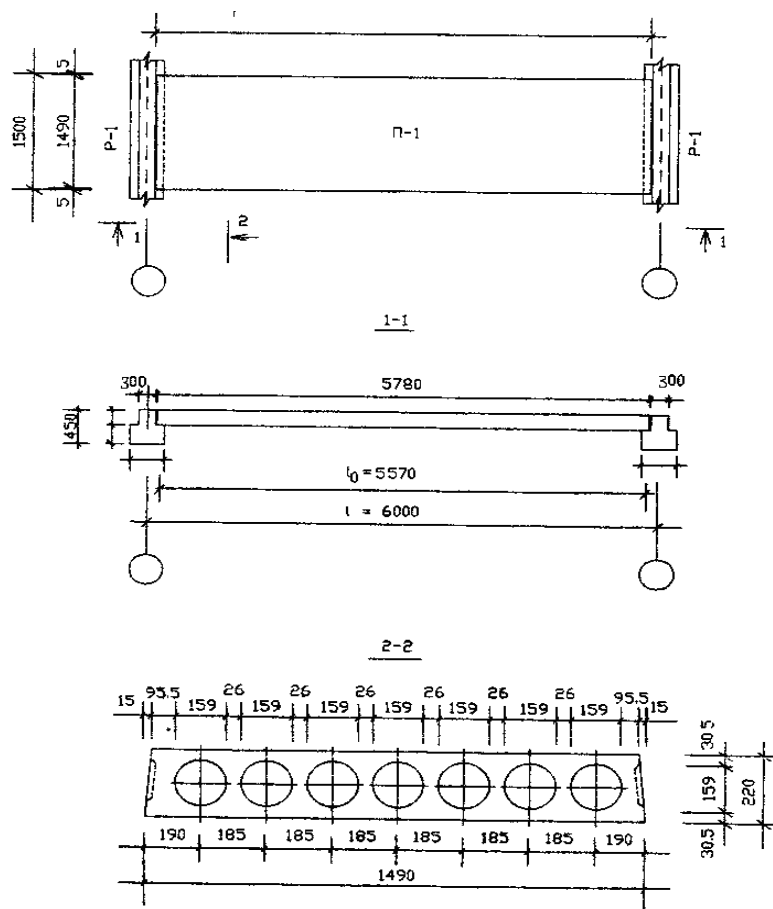


Рис. 2.23 Схема обпирання плити перекриття

Розташування ригелів – поздовж і впоперек будівлі. Просторова жорсткість забезпечується за рамною схемою. Вертикальні зв'язки не застосовуються.

Поперечний переріз ригеля прийнято тавровим для обпирання плит перекриттів. Висота перерізу – **450 мм**. Верхні приопорні зони передбачені оголеними з виступаючими замкнутими хомутами. Ці зони, після установки в них поздовжньої робочої арматури ригелів, установки хомутів в вузли ригель-колона й прокладки каркасів в швах між плитами перекриттів, замонолічуються важким бетоном на дрібному заповнювачі класу **C20/25**. Ригелі без попереднього напруження робочої арматури, виконуються відповідно до вимог **ДСТУ [32]**.

Для розподілу місцевих навантажень на сусідні елементи й роботи перекриття в якості жорсткого диска, шви між плитами замоноличуються важким бетоном на дрібному заповнювачі класу **C 20/25**.

Колони каркаса збірні залізобетонні, для будівель з висотою поверхів **3,3м**, без технічного підпілля перетин колон – **400 × 400 мм**.

2.2.3 Розрахунок поперечної рами каркасу

2.2.3.1 Збір навантажень на поперечну раму

Таблиця 2.3 Постійне навантаження на **1м²** покриття

Елементи покриття	Характеристичні навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункові навантаження, кН/м ²
Покрівля: Шар гравію втопленого в бітум	0,16	1,3	0,208
Гідроізоляційний килим «Акваізол»	0,09	1,3	0,117
Цементна стяжка ($\delta = 20\text{мм}, \rho = 18\text{кН} / \text{м}^3$)	0,36	1,3	0,468

Утеплювач – ячеїстобетонні плити ($\delta = 120\text{мм}$, $\rho = 4\text{кН} / \text{м}^3$)	0,48	1,3	0,624
Шар керамзиту для ухилу ($\delta = 150\text{мм}$, $\rho = 4\text{кН} / \text{м}^3$)	0,6	1,3	0,78
Пароізоляція (шар руберойду на бітумної мастиці)	0,03	1,3	0,039
Круглопустотні плити покриття ($\delta = 120\text{мм}$, $\rho = 25\text{кН} / \text{м}^3$)	3	1,1	3,3
Ригель ($V=1,12\text{м}^3$; $\rho=25\text{кН}/\text{м}^3$; проліт – 6м, крок колон 6м) $1,12 \times 25 / (6 \times 6) = 2,33\text{кН}/\text{м}^2$	2,33	1,1	2,563
Всього:	–	–	8,01

Постійне навантаження на 1 м погонний ригеля покриття при прольоті 6 та кроці колон 6 м:

$$g=8,01 \times 6=48,06 \text{ кН/м}$$

Таблиця 2.4 Постійне навантаження на м² перекриття

Елементи перекриття	Нормативні навантаження, кН / м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункові навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження на плиту перекриття, включаючи власну вагу	–	–	6,29
Ригель	–	–	2,563
Всього:	–	–	8,85
Тимчасове корисне навантаження (для дитячих садочків)	2,0	1,2	2,4
Всього (пост+тимчасове)			11,25

Постійне навантаження на 1 м погонний ригеля перекриття, п при прольоті 6 м і кроці колон 6 м:

$$q = 8,85 \times 6 = 53,1 \text{ кН/м}$$

Тимчасове навантаження на 1 м погонний ригеля перекриття $P = 2,0 \times 6 = 12,0 \text{ кН/м}$, в тому числі:

$$P_{\text{трив}} = 0,85 \times 6 = 5,1 \text{ кН/м}$$

$$P_{\text{кратк}} = 1,15 \times 6 = 6,9 \text{ кН/м}$$

Навантаження на 1 м погонний від власної ваги колон:

$$G = 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 1,1 = 4,4 \text{ кН/м}$$

Снігове навантаження

Для розрахунку поперечної рами приймаємо рівномірно розподілене в обох напрямках навантаження. Для заданого району будівництва (м. Суми) за [11] визначаємо характеристичне значення навантаження від снігового покриву $S_0=1,67 \text{ кПа}$ та відповідно повне експлуатаційне значення снігового навантаження:

$$S=S_0 \mu = 1,67 \times 1=1,67 \text{ кПа}$$

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження $\gamma_f = 1,14$, тоді розрахункове навантаження на 1 м ригеля рами, з урахуванням класу відповідальності будівлі дорівнюватиме:

$$P_{sn} = 10,1 \text{ кН/м}$$

В тому числі:

$$P_{sn, \text{довготр}} = 5 \text{ кН/м}$$

$$P_{sn, \text{короткоч}} = 5 \text{ кН/м}$$

Вітрове навантаження

Для м. Суми характеристичне вітрове навантаження (вітровий тиск) згідно [11] $W_0 = 0,42 \text{ кПа}$.

Для заданого типу місцевості В з урахуванням коефіцієнта отримаємо наступні значення вітрового тиску по висоті будівлі:

$$\text{На висоті до 5 м} - W_{n1} = 0,5 \times 0,6 = 0,3 \text{ кПа}$$

$$\text{На висоті 10 м} - W_{n2} = 0,65 \times 0,6 = 0,39 \text{ кПа}$$

Обчислюємо значення нормативного тиску вітру на позначці ригеля рами на розрахунковій схемі, тобто на позначці 6,295 6,300 м й на позначці верху конструкцій 7,5 м, за інтерполяцією:

$$W_{n3} = 0,54 \times 0,6 = 0,324 \text{ кПа}$$

$$W_{n4} = 0,575 \times 0,6 = 0,345 \text{ кПа}$$

Змінний по висоті швидкісний тиск вітру, замінюємо рівномірно розподіленим навантаженням, еквівалентним за моментом в защемленні консольної балки довжиною 6,3 м:

$$W_n = 0,327 \text{ кПа}$$

Для визначення вітрового тиску з урахуванням габаритів будівлі знаходимо за додатком [11] аеродинамічний коефіцієнт $C_1 = +0,8$ и $C_{13} = -0,4$. Тоді з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,14$ і кроці колон 6 м отримаємо:

— розрахункове рівномірно розподілене навантаження на колону рами з навітряного боку: $W_1 = 0,327 \times 0,8 \times 1,4 \times 6 = 2,2 \text{ кН/м}$

— з підвітряного боку: $W_2 = 0,327 \times 0,4 \times 1,4 \times 6 = 1,1 \text{ кН/м}$

Розрахункове зосереджене вітрове навантаження від тиску вітру на огорожувальні конструкції вище позначки **6,3 м**:

$$W = \frac{w_{n3} + w_{n4}}{2} (h_4 - h_3) (c_1 - c_{13}) \gamma_f \cdot L \cdot \gamma_n = \frac{(0,324 + 0,345)}{2} (7,5 - 6,3) (0,8 + 0,4) 1,4 \cdot 6 \cdot 1 = 4,05 \text{ кН}$$

2.2.3.2. Вихідні дані для розрахунку поперечної рами

— крок колон в поздовжньому напрямку – **6 м**

— крок колон в поперечному напрямку – **6 м**

— кількість прольотів в поперечному напрямку – **2**

— кількість поверхів – **2**

— висота поверху – **3,3 м**

— клас бетону конструкцій – **C 30/35**

— умови твердіння бетону – теплова обробка при атмосферному тиску.

— клас поздовжньої робочої арматури – **A400**

— клас поперечної арматури – **A240**

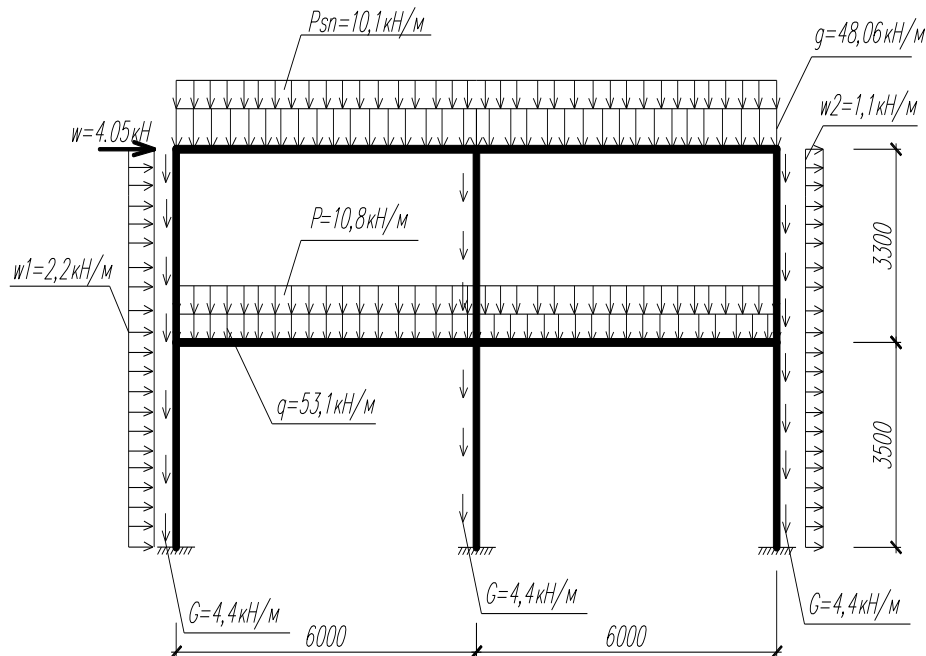


Рис. 2.24 Розрахункова схема поперечної рами

За результатами комплексного розрахунку поперечної рами в ЕОМ приймаємо такі схеми армування колон і ригелів:

— Колона крайнього ряду

Поздовжня робоча арматура – симетрична, $4\varnothing 25A400$, розташовані в кутах перетину колони.

Поперечна арматура – $\varnothing 8 A240$ з кроком 350 мм.

— *Колонна середнього ряду*

Поздовжня робоча арматура – симетрична, $4\varnothing 12A400$, розташовані в кутах перетину колони.

Поперечна арматура – $\varnothing 8 A240$ з кроком 350 мм

— *Нерозрізний двохпролітний ригель перекриття*

Поздовжня робоча арматура біля крайніх опор – $2\varnothing 32A240$

Поздовжня робоча арматура на середній опорі – $2\varnothing 36A240$

Поздовжня робоча арматура в прольотах – $2\varnothing 28A240$

Стиснута арматура в прольотах – $2\varnothing 14A240$

Поперечна арматура – $\varnothing 10 A240$ з кроком, на приопорних частини ригеля 150 мм та в прольоті – 250 мм

— *Нерозрізний двох пролітний ригель покриття*

Поздовжня робоча арматура у крайніх опор – $2\varnothing 20A400$

Поздовжня робоча арматура на середній опорі – $2\varnothing 32A400$

Поздовжня робоча арматура в прольотах – $2\varnothing 22A400$

Стиснута арматура в прольотах – $2\varnothing 14A400$

Поперечна арматура – $\varnothing 10A240$ з кроком, на приопорних частини ригеля 150 мм і в прольоті – 250 мм.

2.2.4 Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

2.2.4.1 Вибір типу фундаментів

ІГЕ – 1 – насипний ґрунт потужністю $1,1$ м. Щільність становить $1,65$ г/см³. Вологість $w = 12\%$. Фізико-механічні властивості не визначаються. Підставою служити не може.

ІГЕ – 2 – пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, у вологому стані. потужність шару – $1,7$ м. Вологість – $w = 13,6\%$; щільність – $\rho = 1,88$ г/см³; коефіцієнт пористості – $e = 0,61$. Умовний розрахунковий

опір – $R_0 = 200 \text{ кПа} \geq 100 \text{ кПа}$. Основою фундаменту мілкового закладення служити може.

ІГЕ – 3 – Суглинок твердий, вологий. У разі аварійного замочування буде в стабільному стані. потужність шару – 3,5 м. Щільність ґрунту – $\rho = 1.85 \text{ г/см}^3$; коефіцієнт пористості – $e=0,65$; модуль загальної деформації – $E = 20,6 \text{ МПа}$. Умовний розрахунковий опір $R_0 = 257 \text{ кПа} \geq 100 \text{ кПа}$. Основою фундаментів мілкового закладення служити може. Основою пальового фундаменту служити може.

ІГЕ – 4 – Пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, насичений водою. Потужність шару 2,2 м. Щільність ґрунту – $\rho = 2,00 \text{ г/см}^3$; коефіцієнт пористості – $e = 0,65$; модуль загальної деформації – $E = 31,8 \text{ МПа}$. Основою пальового фундаменту бути не може, так як мала потужність шару і ґрунт насичений водою.

ІГЕ – 5 – Глина тугопластична, насичена водою, знаходиться в стабільному стані. Потужність шару 3,9 м. Щільність ґрунту – $\rho = 2,01 \text{ г/см}^3$; коефіцієнт пористості – $e = 0,723$; Умовний розрахунковий опір $R_0 = 330 \text{ кПа} \geq 100 \text{ кПа}$. Основою пальового фундаменту служити може.

ІГЕ – 6 – Супісок твердий, насичений водою. Розкрита потужність шару 2,6 м. Щільність ґрунту – $\rho = 2,10 \text{ г/см}^3$; коефіцієнт пористості – $e = 0,57$; Умовний розрахунковий опір $R_0 = 280 \text{ кПа} \geq 100 \text{ кПа}$. Основою пальового фундаменту служити може.

Висновки: за основу фундаментів мілкового закладення приймаємо ІГЕ – 2 – пісок середньої крупності. За основу пальового фундаменту приймаємо ІГЕ – 5 і ІГЕ – 6.

Категорію ґрунтів будівельного майданчика приймаємо – III, керуючись ДБН [7].

2.2.4.2 Визначення розмірів підшви фундаментів

Фундамент колони крайнього ряду

За результатами статичного розрахунку поперечної рами каркаса в ЕОМ, визначаємо найбільш несприятливий основне сполучення зусиль в перерізі колони на обрізі фундаменту, а також розраховуємо зусилля при дії сейсмічного навантаження, для цього складаємо особливе поєднання зусиль:

Для фундаментів крайнього ряду:

$$N_{\text{особ.}} = N_{\text{П}}0,9 + N_{\text{snl}}0,85 + N_{\text{sn,кр}}0,5 + N_{\text{вр.дл.}}0,85 + N_{\text{вр.кр.}}0,5 + N_{\text{сейс}} =$$

$$= 308,5 \cdot 0,9 + 13,4 \cdot 0,85 + 13,4 \cdot 0,5 + 6,1 \cdot 0,85 + 24,3 \cdot 0,5 + 14,7 = 327,8 \text{ кН}$$

$$M_{\text{особ.}} = M_{\text{П}}0,9 + M_{\text{snl}}0,85 + M_{\text{sn,кр}}0,5 + M_{\text{вр.дл.}}0,85 + M_{\text{вр.кр.}}0,5 + M_{\text{сейс}} =$$

$$-24,1 \cdot 0,9 + 0,6 \cdot 0,85 + 0,6 \cdot 0,5 - 1,2 \cdot 0,85 - 4,8 \cdot 0,5 - 3,3 = -57,3 \text{ кНм}$$

$$F_{\text{особ.}} = F_{\text{П}}0,9 + F_{\text{snl}}0,85 + F_{\text{sn,кр}}0,5 + F_{\text{вр.дл.}}0,85 + F_{\text{вр.кр.}}0,5 + F_{\text{сейс}} = 20,3 \cdot 0,9 - 13,4 \cdot 0,85 -$$

$$-0,5 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0,85 + 4,1 \cdot 0,5 + 15,4 = 35,9 \text{ кН}$$

Для фундаменту середнього ряду:

$$N_{\text{особ.}} = 686,6 \cdot 0,9 + 33,1 \cdot 0,85 + 33,1 \cdot 0,5 + 13,8 \cdot 0,85 + 55,1 \cdot 0,5 + 0 = 701,9 \text{ кН}$$

$$M_{\text{особ.}} = -37,8 \text{ кНм}$$

$$F_{\text{особ.}} = 19,6 \text{ кН}$$

Таблиця 2.5 Розрахункові навантаження на обріз фундаменту колони крайнього ряду

Перетин колони, мм	Відмітка низу колони	Навантаження від фундаментної балки, кН	Розрахункові навантаження на фундамент за I групою граничних станів		
			N_I , кН	M_I , кНм	F_I , кН
400×400	-1,100	96,0	-394,2	-46,3	36,6

Визначаємо величину ексцентриситету навантаження від фундаментної балки:

$$e = 400/2 + 250/2 + 20 = 350 \text{ мм.}$$

Визначаємо навантаження від фундаментної балки для розрахунків за I та II групами граничних станів за формулами:

$$N_{\phi \text{ б I}} = \rho_{\phi \text{ б}} \gamma_n \gamma_f$$

$$N_{\phi \text{ б II}} = \rho_{\phi \text{ б}} \gamma_n$$

$$N_{\phi \text{ б I}} = 96,0 \times 1 \times 1,1 = 105,6 \text{ кН}$$

$$N_{\phi \text{ б II}} = 96,0 \times 1 = 96,0 \text{ кН}$$

тут $\gamma_n = 1$ – коефіцієнт надійності за призначенням для будівель I класу,

і $\gamma_f = 1$, – коефіцієнт надійності за навантаженням для фундаментної балки.

$\rho_{\phi \text{ б}}$ – навантаження від фундаментної балки.

Визначаємо навантаження для розрахунків за II групою граничних станів при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$ на верхньому обрізі фундаментів:

комбінація (поєднання) навантажень

$$N_{II}' = 394,2/1,2 + 96,0 = 424,5 \text{ кН,}$$

$$M_{II}' = -46,3/1,2 - 96,0 \times 0,45 = -81,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$F_{II}' = 36,6/1,2 = 30,5 \text{ кН.}$$

Розрахунок виконуємо для збірних залізобетонних фундаментів серії 1.020 – 1 / 87 під колону перерізом $400 \times 400 \text{ мм}$. Глибину закладення фундаменту приймаємо згідно конструктивним особливостям каркаса будівлі, тобто при позначці низу колони – $1,100 \text{ м}$ і висоті фундаменту $H_{\phi} = 900 \text{ мм}$ з глибиною склянки 650 мм , отримаємо, з урахуванням вилучення верхнього родючого шару ґрунту товщиною 200 мм , глибину закладення $d = 950 \text{ мм}$ і позначку подошви фундаменту $FL = - 1,400 \text{ м}$.

При виборі збірного фундаменту так само була врахована нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для м. Суми $d_{fn} = 1,0 \text{ м}$.

Розрахункова глибина промерзання ґрунту дорівнює:

$$d_f = K_{h,d} f_n = 0,7 \times 1,0 = 0,7 \text{ м, де}$$

$K_h = 0,7$ – коефіцієнт що враховує тепловий режим будівлі.

Розміри підосви фундаменту визначають виходячи з таких умов наступних умов:

$$P_{cp} = N_{II} / b l + \gamma_{mt} d < R ; \quad (3.1)$$

$$P_{max} = N_{II} / b l + \gamma_{mt} d + M_{II} / W < 1.2 R ; \quad (3.2)$$

$$P_{min} = N_{II} / b l + \gamma_{mt} d - M_{II} / W > 0 ; \quad (3.3)$$

Тут $W = bl^2 / 6$ – момент опору підосви фундаменту,

$\gamma_{mt} = 20...22 \text{ кН/м}^3$ – середнє зважене значення питомої ваги бетону фундаменту й ґрунту на його обрізах,

N_{II} і M_{II} – навантаження, наведені до позначки підосви фундаменту.

Оскільки величина тиску під підосвою фундаменту (P) і величина розрахункового опору ґрунту (R) залежать від розмірів під підосвою фундаменту (b, l), то рекомендуються наступні методи визначення розмірів підосви фундаменту.

1. Графоаналітичний метод
2. Рішення квадратного рівняння щодо розмірів підосви фундаменту.
3. Підбір розмірів підосви фундаменту.

Відношення b / l має бути не менше $0,6$. В даному випадку $b = l$ отже відношення $b / l = 1,0$. Визначаємо навантаження на позначці підосви фундаменту FL :

$$N_{II} = 424,5 \text{ кН},$$

$$M_{II} = -81,8 + 30,5 \times 1,1 = -48,25 \text{ кН м}.$$

Приймаємо характеристики ІГЕ – 2:

$$\phi_{II} = 36^{\circ}, C = 14, E = 34 \text{ МПа}, R_0 = 200 \text{ кПа}, \gamma_{II} = 18,8 \text{ кН/м}^3.$$

Попередньо приймаємо площа підосви фундаменту:

$$A = N_{II} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 424,5 / (200 - 18,8 \times 0,95) = 2,33 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $a = b = \sqrt{2,33} = 1,52 \text{ м}$. Приймаємо $a = b = 1,5 \text{ м}$,

уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту за формулою:

$$R = (\gamma_{c1}\gamma_{c2} / K) (M\gamma K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c C_{II})$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$,

$\gamma_{c2} = 1,0$, для будівель з гнучкою конструктивною схемою;

$K_Z = 1,0$, оскільки ширина фундаменту $b < 10$ м;

$K = 1,1$, оскільки C_{II} и ϕ_{II} визначені за таблицями;

$\gamma_{II} = 18,8$ кН/м³; $d_1 = d = 0,95$ м;

$\phi_{II} = 36^\circ$: $M_\gamma = 1,81$, $M_q = 8,24$, $M_c = 9,97$

$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1,0 \times 1,5 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16,6 + 9,97 \times 1,4) = 350,4$ кПа.

Оскільки величина R істотно відрізняється від попередньо прийнятої R_0 , то необхідно уточнити розміри підшви фундаменту:

$$A = N_{II} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 424,5 / (350,4 - 19,7 \times 0,95) = 1,28 \text{ м}^2.$$

приймаємо $a = b = \sqrt{1,28} = 1,13$ м. Остаточо приймаємо за сортаментом фундамент з розмірами підшви – 1500×1500 мм.

Уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту:

$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1 \times 1,5 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16,5 + 9,97 \times 1,4) = 350,4$ кПа.

Визначаємо момент опору підшви фундаменту:

$$W = (1,5 \times 1,5^2) / 6 = 0,563 \text{ м}^3.$$

Перевіряємо умови (3.1...3.3)

$$R_{cp} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 = 207 \text{ кПа} < R = 350,4 \text{ кПа},$$

$$R_{max} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 + 48,25 / 0,563 = 292,7 \text{ кПа} < 420,5 \text{ кПа},$$

$$R_{min} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 - 48,25 / 0,563 = 121,3 \text{ кПа} > 0.$$

Умови розрахунку основи за деформаціями виконуються.

Фундамент колони середнього ряду

За результатами статичного розрахунку поперечної рами каркаса на ЕОМ з використанням ПК «Ліра», визначаємо найбільш несприятливе поєднання зусиль в перерізі колони на обрізі фундаменту:

Визначаємо навантаження для розрахунків за II групою граничних станів при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$ на верхньому обрізі фундаментів.

комбінація (поєднання) навантажень:

$$N_{II}' = 808,7/1,2 = 673,9 \text{ кН},$$

$$M_{II}' = 26,6/1,2 = 22,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$F_{II}' = -17,3/1,2 = -14,4 \text{ кН}.$$

Таблиця 2.6 Навантаження на обрізі фундаменту колони середнього ряду

Перетин колони, мм	Відмітка низу колони	Навантаження від фундаментної балки, кН	Розрахункові навантаження на фундамент за I групою граничних станів		
			N_I , кН	M_I , кНм	F_I , кН
400×400	-1,100	96,0	-808,7	26,6	-17,3

Розрахунок виконуємо для збірних залізобетонних фундаментів серії 1.020 – 1/87 під колону перерізом 400 × 400 мм. Глибину закладення фундаменту приймаємо згідно конструктивних особливостей каркасу будівлі, тобто при позначці низу колони –1,100 м і висоті фундаменту $h_{\phi} = 900$ мм з глибиною стакану 650 мм, отримаємо, з урахуванням вилучення верхнього родючого шару ґрунту товщиною 200 мм, глибину закладення $d = 950$ мм і позначку підшови фундаменту $FL = -1,400$ м.

При виборі збірного фундаменту так само була врахована нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для м. Суми $d_{fn} = 1,0$ м. Розрахункова глибина промерзання ґрунту дорівнює: $d_f = K_{h,d} f_n = 0,7 \times 1,0 = 0,7$ м, де $K_h = 0,7$ – коефіцієнт що враховує тепловий режим будівлі.

Визначаємо навантаження на позначці підшови фундаменту FL .

$$N_{II} = 673,9 \text{ кН},$$

$$M_{II} = 22,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Попередньо приймаємо площа підшови фундаменту:

$$A = N_{II} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 673,9 / (200 - 18,8 \times 0,95) = 3,7 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $a = b = \sqrt{3,7} = 1,9 \text{ м}$. Приймаємо $a = b = 2,1 \text{ м}$, уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту:

$$R = (\gamma_{c1}\gamma_{c2} / K) (M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c C_{II})$$

$$\text{де } \gamma_{c1} = 1,4,$$

$$\gamma_{c2} = 1,0, \text{ для будівель з гнучкою конструктивною схемою};$$

$$K_z = 1,0, \text{ оскільки ширина фундаменту } b < 10 \text{ м};$$

$$K = 1,1, \text{ оскільки } C_{II} \text{ и } \phi_{II} \text{ визначені за таблицями};$$

$$\gamma_{II} = 18,8 \text{ кН/м}^3; d_1 = d = 0,95 \text{ м};$$

$$\phi_{II} = 36^{\circ}; M_{\gamma} = 1,81, M_q = 8,24, M_c = 9,97$$

$$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1,0 \times 2,1 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16,6 + 9,97 \times 1,4) = 388,5 \text{ кПа}.$$

Оскільки величина R істотно відрізняється від попередньо прийнятої R_0 , то необхідно уточнити розміри підшви фундаменту

$$A = N_{II} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 673,9 / (388,5 - 19,7 \times 0,95) = 1,8 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $a = b = \sqrt{1,8} = 1,3 \text{ м}$. Остаточо приймаємо за номенклатурою фундамент з розмірами підшви – $1800 \times 1800 \text{ мм}$.

Уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту:

$$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1 \times 1,8 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16,5 + 9,97 \times 1,4) = 350,4 \text{ кПа}.$$

Визначаємо момент опору підшви фундаменту:

$$W = (1,8 \times 1,8^2) / 6 = 0,972 \text{ м}^3.$$

Перевіряємо умови (3.1...3.3)

$$P_{cp} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 = 226,7 \text{ кПа} < R = 369,4 \text{ кПа},$$

$$P_{max} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 + 22,2 / 0,972 = 249,5 \text{ кПа} < 443,3 \text{ кПа},$$

$$P_{min} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 - 22,2 / 0,972 = 203,8 \text{ кПа} > 0.$$

Умови розрахунку основ за деформаціями виконуються.

2.2.5 Розрахунок тіла фундаменту

Фундамент колони крайнього ряду

Вихідні дані:

- Клас бетону – C 16/20
- Клас робочої арматури – A400
- Максимальний тиск під подошвою – $P_{\max} = 292,7 \text{ кПа}$
- Мінімальний тиск під подошвою – $P_{\min} = 121,3 \text{ кПа}$

Визначаємо згинальні моменти в перетинах I – I та II – II.

У перетині I – I P_{\max} при $= 292,7 \text{ кПа}$ та $P_1 = 229,9 \text{ кПа}$ (визначено по інтерполяції для даного перетину) та $L = 0,55 \text{ м}$.

$$M_I = bL^2[(2 P_{\max} + P_1)/6] = 1500 \times 550^2 [(2 \times 0,2927 + 0,2299)/6] = 61,7 \text{ кНм}$$

У перетині II – II при $P_{\max} = 292,7 \text{ кПа}$ та $P_2 = 258,4 \text{ кПа}$ (визначено по інтерполяції для даного перетину) та $L = 0,3 \text{ м}$.

$$M_{II} = bL^2[(2 P_{\max} + P_2)/6] = 1500 \times 300^2 [(2 \times 0,2927 + 0,2584)/6] = 19,0 \text{ кНм}$$

Знаходимо перетин арматури одного й іншого напрямку на всю ширину фундаменту за формулами:

$$A_{sI} = M_I / (0,9 d \cdot f_{yd}) = 61,7 \times 10^6 / (0,9 \times 860 \times 365) = 218 \text{ мм}^2$$

$$A_{sII} = M_{II} / (0,9 d \cdot f_{yd}) = 19,0 \times 10^6 / (0,9 \times 560 \times 365) = 103,3 \text{ мм}^2$$

Приймаємо за сортаментом $7 \text{ } \varnothing 10 \text{ A400}$ з кроком 200 мм ($A_s = 550 \text{ мм}^2$)

Відповідно отримаємо фактичну армування розрахункового перерізу:

$$\mu_I = A_s 100 / (b_I d) = 550 \times 100 / (400 \times 860) = 0,16\%$$

$$\mu_{II} = A_s 100 / (b_{II} d) = 550 \times 100 / (1500 \times 560) = 0,07\%$$

Це більше $\mu_{\min} = 0,05\%$.

Фундамент колони крайнього ряду

Вихідні дані:

- Клас бетону – C 16/20
- Клас робочої арматури – A400
- Максимальний тиск під подошвою – $P_{\max} = 249,5 \text{ кПа}$
- Мінімальний тиск під подошвою – $P_{\min} = 203,8 \text{ кПа}$

Визначаємо згинальні моменти в перетинах $I - I$ та $II - II$.

В перетині $I - I$ при $P_{\max} = 249,5$ кПа та $P_1 = 231,7$ кПа (визначено по інтерполяції для даного перетину) та $L = 0,7$ м.

$$M_I = bL^2[(2 P_{\max} + P_1)/6] = 1800 \times 700^2 [(2 \times 0,2495 + 0,2317)/6] = 107,4 \text{ кНм}$$

У перетині $II - II$ при $P_{\max} = 249,5$ кПа та $P_2 = 238,1$ кПа (визначено по інтерполяції для даного перетину) та $L = 0,45$ м.

$$M_{II} = bL^2[(2 P_{\max} + P_2)/6] = 1800 \times 450^2 [(2 \times 0,2495 + 0,2381)/6] = 44,8 \text{ кНм}$$

Знаходимо перетин арматури одного й іншого напрямку на всю ширину фундаменту за формулами:

$$A_{sI} = M_I / (0,9d \cdot f_{yd}) = 107,4 \times 10^6 / (0,9 \times 860 \times 365) = 380,16 \text{ мм}^2$$

$$A_{sII} = M_{II} / (0,9d \cdot f_{yd}) = 44,8 \times 10^6 / (0,9 \times 560 \times 365) = 243,5 \text{ мм}^2$$

Приймаємо по сортаменту $7\phi 10A400$ з кроком 200 мм, ($A_s = 550 \text{ мм}^2$)

Відповідно отримаємо фактичну армування розрахункового перерізу:

$$\mu_I = A_s 100 / (b_I d) = 550 \times 100 / (600 \times 860) = 0,11\%$$

$$\mu_{II} = A_s 100 / (b_{II} d) = 550 \times 100 / (1800 \times 560) = 0,06\%$$

Це більше $\mu_{\min} = 0,05\%$.

РОЗДІЛ 3.
ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Будівельний майданчик, відведений під забудову дитячого садочку в м. Суми, розташований в 12 – му мікрорайоні. Майданчик відноситься до першого будівельно-кліматичного району згідно ДСТУ [8]. Згідно із цими даними приймаємо:

- розрахункову температуру $+25^{\circ}\text{C}$ влітку та $- 30^{\circ}\text{C}$ взимку;
- вага снігового покриву – 1670 Па.

Геологічні дані ділянка, що відведена під будівництво, вказують , що основа складається з піщаних ґрунтів . Ділянка має невеликий ухил. Ухил знаходиться в межах 4 – 6% . Перепад відміток невеликий. Основою фундаментів будівлі, що проектується, прийнятий пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, у вологому стані (ІГЕ – 2), з геологічного розрізу. Шар, що підстилає піщаний, – суглинок твердий, у вологому стані (ІГЕ – 3).

Ґрунтові умови ділянки характеризується наступними даними:

- глибина промерзання ґрунту – 1,0 м;
- ґрунтові води залягають на глибині 6,0 м.

Можливості місцевої матеріально- технічної бази спроможні забезпечити виконання архітектурно-конструктивного та об'ємно-планувального вирішення об'єкту. Підприємства будіндустрії забезпечують будівельний процес місцевими виробами та матеріалами. За необхідності є можливість імпорту матеріалів, деталей та конструкцій.

Архітектурно-конструктивні та об'ємно-планувальні вирішення будівлі з точки зору технології будівельного виробництва і організації будівництва відповідають вимогам існуючих можливостей і номенклатури виробів будівельної індустрії МТБ – матеріально-технічної бази, як по забезпеченню місцевими, так і привізними матеріалами, деталями, конструкціями.

Дорожня інфраструктура є міською, тому чітко та якісно організоване постачання будматеріалів та виробів до місця зведення будівлі, а також

організовано підвезення робочих ресурсами комунального транспорту. Тимчасові мережі та джерела забезпечення майданчику електроенергією, водопостачанням та водовідведенням є прив'язані до міських мереж.

Оскільки майданчик розташовано в обласному центрі, то використовуються місцеві робочі кадри, а також комунальний транспорт для довозення працівників до місця будівництва.

Будівля зводиться генпідрядним способом при залученні субпідрядних організацій на тендерній основі.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти. Технологічна карта на монтаж плит перекриття із замонолічуванням стиків

3.2.1 Область застосування технологічної карти

Ця технологічну карту розроблено на монтаж плит перекриття по збірним ригелів промислових й цивільних будівель.

Техніко-економічні показники

1. Виробіток на 1 люд. – день м2 плит – 48 м2;
2. Витрати праці на монтаж 100 м2 плит, люд. – год – 16,98.

3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт

Калькуляція працевитрат при виконанні монтажних робіт наведена в таблиці 3.1 та графік виконання монтажних робіт – в таблиці 3.2

Таблиця 3.1 Калькуляція працевитрат

Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Норма на одиницю, люд.-зм	Продолж. работ, дн.	Витрати праці, люд.-зм.	Розрахунковий склад ланки
Монтаж пустотних настилів	шт.	31	0,4	2,48	12,4	Монтажники 4 р - 1 3 р - 1 2 р - 3

Таблиця 3.2 Графік виконання робіт

Найменування робіт	Од вим.	Обсяг робіт	Норма на одиницю, люд.-зм	Продовж. робіт, дн.	Витрати праці, люд.-зм	Розрахунковий склад ланки	Робочі дні на третій захватці									
							Зміни									
							1	2	1	2	1	2	1	2		
Монтаж пустотних настилів	шт	31	0,4	2,48	12,4	Монтажники 4 р – 1 3 р – 1 2 р – 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Номенклатура необхідного обладнання, інструментів та пристосувань для виконання монтажних робіт наведена в таблиці 3.3

Таблиця 3.3 Нормокомплект (типовий)

№ з/п	Назва	Марка, технічна характеристика	Кількість	Примітка
1	Укорочені підмостки	Кма-406	2	
2	Чотиригілковий строп	L=4 м	1	
3	Ящик для розчину	V=0,25 м ³ П-829	2	
4	Бункер поворотний	БВП-0,5 (V=0,5 м ³)	1	ГОСТ 21807-76*
5	Теодоліт	Т-30	1	
6	Нівелір	Н-3		
7	Ультразвуковий прилад	УФ-50 (Бетон-22,16П)	1	
8	Рулетка сталева	РС-20	1	ГОСТ 7502-98
9	Метр сталевий		2	ГОСТ 7253-54
10	Рівень водяний (гнучкий)		1	ТУ 25-11-760-72
11	Висок будівельний	ОТ-400	2	ГОСТ 7948-80
12	Рівень будівельний	УС-6	1	ГОСТ 9416-83
13	Правило довжиною 2 м		1	
14	Лопата розчинна	ЛР	2	ГОСТ 19596-87
15	Лопата підбиральна	ЛП-2	2	
16	Лом монтажний	ЛМ-24	2	
17	Молоток теслярський	МПЛ	2	ГОСТ 11042-90
18	Ножівка поперечна по дереву		2	ГОСТ 2480-74
19	Сокира будівельна	А-2	2	ГОСТ 18578-89
20	Кельма для бетонних робіт	КБ	2	ГОСТ 9533-81
21	Кувалда ковальська гостроносе	ККО	1	
22	Щітка сталева прямокутна	щеп	1	
23	Ножці для різання арматури		1	
24	Гребок металевий		1	
25	Гладилка стрічкова	гл	1	
26	Скринька для інструментів		1	

<i>Засоби захисту</i>				
1	Огорожа інвентарна		50 м	
2	Тимчасове огородження сходових маршів і майданчиків		2 компл.	
3	Пояс запобіжний		6	ГОСТ Р 50849-96
4	Каска будівельна		15	ГОСТ 12.4.087-84
5	Костюм брезентовий		1	
6	Рукавички діелектричні		2 пари	
7	Чоботи гумові		4 пари	
8	Рукавиці робочі х/ б (верхонки)		4 пари	
9	Костюми х / б		14	

3.2.4 Вказівки із виконання робіт

Перед початком монтажу плит перекриття повинний бути зведений зводяться збірний залізобетонний каркас до відмітки перекриття.

Перед вкладанням плит перекриття на ригелі, поверхню їх опорних частин, на які розташовують плити, вивіряють та виконують вирівнювання, за потреби, в площині стелі.

Вивірення горизонтальності частин, що є опорними, виконують за допомогою нівеліру або водяного рівня. Канали в плитах із ціллю попередження промерзання закривають жорсткою сумішшю з бетону. Конопачення виконують на глибину, яка дорівнює довжині обпирання плити на ригель.

При вкладанні плит необхідно слідкувати за тим, щоби стеля приміщення була горизонтальною. Якщо площина плити, яка вкладається, не збігається з площиною плити, що вже укладена раніше більш ніж на **2 мм**, то плиту необхідно підняти, виконати очищення від розчину, вирівняти товщину постілі з розчину. Після цих маніпуляцій плиту вкладають знову та вивіряють її. Після остаточного встановлення плит до проектного положення їх анекерують між собою та з'єднують з ригелем

згідно із проектом. Шви між плитами замоноличують цементно-піщаним розчином. Головне завдання анкерних зв'язків – це недопущення можливості зсуву каркасу будівлі та її перекриття.

Постачання розчину на об'єкт будівництва (рис.3.1) здійснюється автосамоскидами. З метою недопущення розшаровування розчину, його подача до робочого місця краном здійснюється лише після його перевантаження до ящиків. Перевантаження виконують через шнековий агрегат для приймання, перемішування та видавання розчину з примусових збудників (рис.3.2). У зимових умовах виробництва робіт повинно бути організовано електропідігрів розчину на місці його перевантаження до ящиків.

Анкеровування панелей виконують закладенням випусків арматури до монолітного ригеля. З'єднання всіх стрижнів виконують обов'язково в'язанням дроту, який обпалюють. При бетонуванні забезпечують проектне розташування арматури.

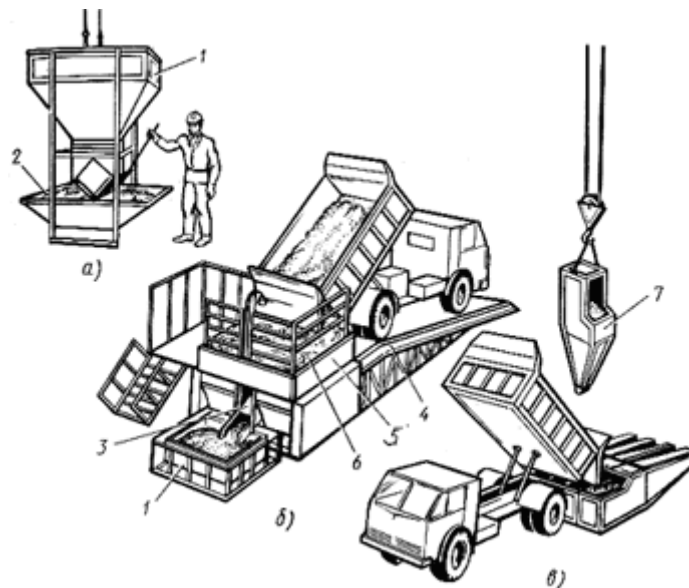


Рисунок 3.1 Роздатковий бункер і перевантаження розчину:

а – роздавальний бункер; б – перевантаження розчину з автосамоскиду до роздаткового бункеру; в – те ж, в поворотні бадді;
1 – роздатковий бункер; 2 – ящики для розчину; 3 – затвор для видачі розчину; 4 – естакада; 5 – змішувач; 6 – сітка змішувача; 7 – баддя

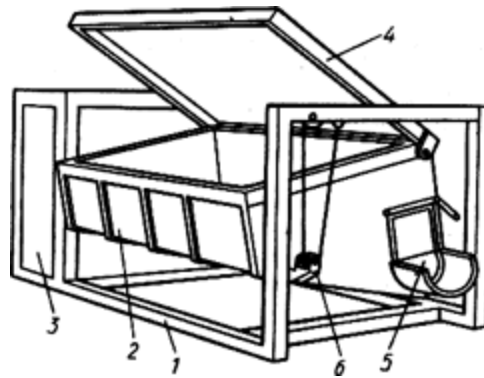


Рисунок 3.2 Установка для прийому, перемішування й порціонної видачі розчину: 1 – рама; 2 – ємність з гвинтом усередині для перемішування розчину; 3 – моторний відсік; 4 – кришка; 5 – секторний затвор для видачі розчину; 6 – підвіска.

Організація та методи роботи монтажників

Монтаж плит перекриття із замонолічуванням стиків виконувати спеціалізованою ланкою в складі **6 – х** осіб:

- монтажник (4 розряд) – 1;
- монтажник (3 розряд) – 1;
- монтажник (2 розряд) – 1;
- бетонувальник (4 розряд) – 1;
- бетонувальник (2 розряд) – 1;
- арматурник (3 розряд) – 1.

Роботи в ланці розподіляються таким чином: монтажник (2 розряд) виконує стропування плити до гака крана та надає команду машиністові крана щоб той натягнув стропи. Переконавшись у вірності стропування, монтажник (2 розряд) надає команду машиністові крана підняти плиту на висоту 1,2 м й оглядає плиту. Опорні роверхні плити повинні бути очищені від бруду, льоду та іншого. Монтажники (3, 4 розряд) вивіряють горизонтальність опорних частин ригеля. Монтажник (3 розряд) виконує постіль із розчину. При цьому монтажник знаходиться на столику – підмостці.

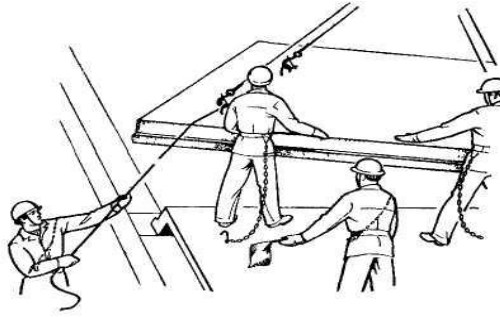


Рис. 3.3 Стропування плити перекриття

Машиніст крана подає плиту до місця укладання. Монтажник (4 розряд), перебуваючи на змонтованому поверховому сходовому майданчику, і монтажник (3 розряд), перебуваючи на балкових інвентарних риштуваннях, приймають плиту та розташовують її над місцем встановлення. За командою монтажника (4 розряд) кранівник плавно опускає плиту до місця встановлення. Монтажник (4, 3 розряд) плиту, що встановлена на підвісі крана за допомоги монтажних ломів встановлюють до проектного положення. Після цього монтажник (3 розряд) здійснює розстропування плити.

Якщо технологією влаштування плит передбачено армування поздовжніх стиків плит, то цю роботу виконує арматурник 3 – го розряду.

Бетонування армованих стиків і шпонок виконують бетонувальники (4, 2 розряд).

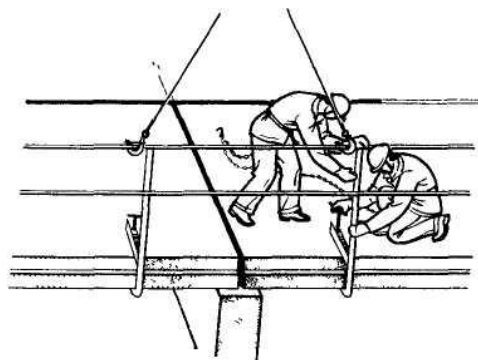


Рис. 3.4 Укладання та анкерування плити перекриття

При цьому бетонувальник (2 розряд) вкладає бетон до стиків або шпонок лопатою, а бетонувальник (4 розряд) ущільнює бетон вібратором та загладжує відкриті поверхні бетону.

3.2.5 Вказівки з техніки безпеки

1. До початку монтажних робіт з улаштування плит перекриття повинні бути виконаними такі операції:

1.1 Завезено комплект збірних залізобетонних виробів на поверх, що монтується.

1.2 Підготовлено монтажний інструмент, пристосування та оснащення, які потрібні в процесі роботи.

1.3 Зведено цегляну кладку стін на висоту поверху.

1.4 Проведено геодезичну перевірку вісей та висотних відміток.

2. Монтаж плит перекриття виконується в наступній послідовності:

- Улаштування постелі з розчину

- Перевірка влаштування монтажних петель й стропування плити. Вони повинні бути виконані надійно.

- Підіймання та переміщення плити до місця встановлення.

3. Після встановлення виконують приварення закладних деталей

4. Зазор між плитами якісно замонолічується бетоном класу **C 16/20**.

5. Монтаж першої плити перекриття виконують із інвентарно-шарнірно-панельних риштувань, висотою **1,8 м**. Наступні плити перекриття монтуються з раніше укладених плит.

6. По периметру будівлі на поверсі та на ділянках прорізів в конструкції перекриттів необхідно встановити огорожі висотою **1,1 м**. Такі ж огорожі встановлюються на сходових клітках.

7. Монтаж плит наступного поверху слід починати після замонолічення швів між плитами й бетонування монолітних ділянок наступного поверху.

8. Заборонено виконувати роботи, що пов'язані із перебуванням робітників на одній ділянці на поверсі, над яким здійснюється переміщення, встановлення й тимчасове перекриття елементів збірних конструкцій.

9. Елементи конструкцій, по яким планується пересування монтажників, в процесі монтажу повинні оснащуватися підмостками, перехідними містками, сходами, тросами, що страхують. Місця прикріплення тросів, що страхують, вказуються у ПВР – проекті виконання робіт.

10. При підніманні, переміщенні й опусканні елементів монтажники повинні перебувати в безпечній зоні. Ця зона визначається як місце, що розташоване збоку від місця подачі вантажу краном. Зону переміщення, встановлення та закріплення плит позначають добре помітними знаками, які попереджають, а в необхідних випадках необхідно подавати звукові сигнали, що попереджують.

Заборонено перебування робітників на плитах перекриття під час їх підіймання, переміщення й установки в проектне положення.

Заборонено залишати у висячому положенні, елементи, що піднято на висоту.

Розстропування елементів та конструкцій, що встановлено, виконують лише після того, як їх міцно та стійко закріпили.

При установці, закріпленні та замонолічуванні стиків збірних плит перекриття із залізобетону, треба дотримуватися вимог щодо забезпечення стійкості конструкцій.

3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу

При прийманні виконаних робіт необхідно перевірити [9]:

- якість матеріалів конструкцій;
- міцність бетону, що є фактичною;
- якість поверхні конструкції;
- геометричні розміри та відповідність конструкції робочим кресленням;
- наявність та стан отворів, каналів, прорізів, стан закладних деталей.

Приймання конструкцій необхідно оформлювати згідно із порядком, що встановлено. Складають акт огляду прихованих робіт або акт на

приймання конструкцій, що визначають, як відповідальні. Контроль з приймання здійснюють майстер (виконавець робіт), працівники служби якості, представники технагляду замовника.

Вимоги до робіт з монтажу

При вхідному контролі плит перекриття, що надходять на будівельний майданчик необхідно:

- перевірити наявність паспортів на виріб (плиту перекриття);
- перевірити якість поверхні;
- перевірити точність геометричних параметрів.

При вхідному контролі керуватися вимогами ДСТУ [44].

Відхилення від номінальних розмірів плит, що зазначені в робочих кресленнях, не повинні перевищувати таких значень:

- за довжиною плит ± 10 мм;
- за товщиною плит ± 5 мм;
- за ширині ± 6 мм.

Не дотримання рівня горизонтальної площини нижньої поверхні плити не повинна бути більшою за **8 мм**. Плити перекриття, що подаються на об'єкт, не повинні мати:

- нашарувань жиру та наявність іржавих плям на поверхнях плит, що є лицьовими;

- тріщин на поверхнях плит. Виняток становлять тріщини від усадки бетону та інших поверхневих технологічних тріщин шириною не більше **0,1 мм**;

- налипань бетону на поверхнях, що є відкритими для бруду, налипань на сталевих закладних виробках, випусках арматури та монтажних петлях.

При операційному контролі якості монтажу плит контролюється: якість підготовки майданчиків, що є опорними, товщину постелі з розчину, встановлення плити до проектного положення, глибина спірання плит, різниця відміток лицьових поверхонь сусідніх плит.

Схеми поопераційного контролю якості робіт наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 Схема операційного контролю якості

№ з/п	Технічні вимоги	Відхилення, що допускаються	Способи і засоби контролю	Хто і коли контролює	Хто залучається
1	Відхилення горизонтальних площин на всю довжину перекриття	20 мм	Вимірювальний, журнал робіт	Майстер (виконроб) постійно	
2	Місцеві нерівності поверхні бетону при перевірці дво metroвою рейкою	5 мм	те ж	те ж	
3	Розмір поперечного перерізу елементів	+6 мм –3 мм	те ж	те ж	
4	Висота вільного скидання бетонної суміші в опалубку конструкцій (перекриття), м, не більше	1	Вимірювальний, журнал робіт	Майстер (виконроб) 2 рази на зміну	
5	Різниця позначок за висотою на стику двох суміжних поверхонь	3 мм	Вимірювальний, кожен стик, виконавча схема	Майстер (виконроб) постійно	Геодезист

Схеми операційного контролю якості монтажних робіт наведено в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 Схема операційного контролю якості монтажних робіт

Етапи робіт	Операції, що контролюються	Контроль (метод, об'єм)	Документація
Підготовчі роботи	<p>Перевірити:</p> <ul style="list-style-type: none"> - наявність документа про якість; - якість поверхні, точність геометричних параметрів, зовнішній вигляд плит; - очистку опорних поверхонь кам'яної кладки і монтованих плит від сміття, бруду; - наявність акта огляду (приймання) раніше виконаних робіт; - наявність розмітки, яка визначає проектне положення плит на опорах 	<p>Візуальний,</p> <p>Візуальний, вимірювальний, кожен елемент</p> <p>Візуальний</p> <p>Візуальний</p> <p>Візуальний, вимірювальний</p>	<p>Паспорти (сертифікати), загальний журнал робіт, акт огляду (приймання) раніше виконаних робіт</p>

Монтаж плит перекриття	<p>Контролювати:</p> <ul style="list-style-type: none"> - установку плит в проектне положення (відхилення від симетричності глибини обпирання плит в напрямку прольоту, різниця відміток лицьових поверхонь двох суміжних плит); - глибину обпирання плит; - товщину шару розчину під плитами 	Вимірювальний, кожен елемент	Загальний журнал
Приймання виконаних робіт	<p>перевірити:</p> <ul style="list-style-type: none"> - фактичний стан змонтованих плит (відхилення від розмітки, яка визначає проектне положення плит на опорах, різниця відміток лицьових поверхонь суміжних плит, глибину обпирання плит); - зовнішній вигляд лицьових поверхонь 	<p>Вимірювальний</p> <p>Кожен елемент</p> <p>Візуальний</p>	
Контрольно-вимірювальний інструмент – рулетка, лінійка металева, нівелір.			
Операційний контроль здійснює майстер (виконроб), геодезист – в процесі робіт.			
Приймальний контроль здійснюють працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника			

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Цилиндрический шарнир. [Електронний ресурс] <https://rflira.ru/kb/108/666/>
2. Итерационные КЭ для моделирования платформенных и контактных стыков панельных зданий в ПК Лира-САПР 2020. [Електронний ресурс] https://rflira.ru/files/events/2020/LIRA-SAPR_2020_panel_iter.pdf
3. Моделирование шарнирного опирания пластин. [Електронний ресурс] <https://www.liraland.ru/idea/modelirovanie-sharnirnogo-opiraniya-plastin/>
4. Форум ЛПА. [Електронний ресурс] <https://forum.dwg.ru/showthread.php?t=44192>
5. Объединение перемещений и АЖТ. [Електронний ресурс] <https://rflira.ru/kb/3/1203/>
6. Работа программы (lira). [Електронний ресурс] <https://www.liraland.ru/forum/forum9/topic404/messages/>
7. Моделирование сборного перекрытия <https://www.liraland.ru/forum/forum14/topic566/messages/>
8. Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
9. Типовая технологическая карта (Ттк). Производство работ по монтажу плит перекрытия./ Хаметов Р.Ч. ЗАО "Кодекс"
10. ДСТУ Б В.2.6-53:2008 Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови
11. -Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» належить до І кліматичного району
12. ДБН В.2.2-4:2018 Будинки і споруди. Заклади дошкільної освіти
13. ДСТУ Б В.2.6-64:2008
14. ДБН В.2.5-67:2013. «Опалення, вентиляція та кондиціонування»
15. В.2.5-64:2012. «Внутрішній водопровід та каналізація»
16. ДСТУ 7525:2014 «Вода питна»
17. ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Основні положення проектування»

18. ДСТУ -НБВ.2.5-40:2009 Проектування та монтаж мереж водопостачання та каналізації з пластикових труб
19. ДБН В.2.5-67:2013. «Опалення, вентиляція та кондиціонування»
20. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»
21. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування»
22. Скачать Серия 1.020.1-2с/89 Конструкции каркаса межвидового применения многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий для строительства в районах сейсмичностью 7, 8, 9 баллов и в несейсмических районах с изготовлением изделий каркаса в единых опалубочных формах. [Електронний ресурс] <https://meganorm.ru/Index2/1/4293846/4293846261.htm>
23. ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель»
24. ДСТУ Б В.2.6-19-2000 «Блоки віконні та дверні»
25. ДСТУ Б В.2.6-86: 2009 «Конструкції будинків і споруд. Звукоізоляція огорожувальних конструкцій. Методи вимірювання»
26. ДБН В.1.2-2:2006 «СНББ. Навантаження і впливи. Норми проектування»
27. Серия 1.041.1-2 Выпуск 1. Плиты длиной 5650 мм с предварительно напрягаемой арматурой из стали классов Ат IVС и Ат V, из тяжелого и легкого бетонов. Рабочие чертежи
28. <https://aquaizol.ua/ua/akvaizol>
29. ДСТУ Б В.2.6-15:2011 «Блоки віконні та дверні полівінілхлоридні. Загальні технічні умови»
30. ДСТУ Б В.2.6-23:2009 «Блоки віконні та дверні. Загальні технічні умови»
31. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель
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. ДБН В.2.2-4:2018 «Будинки і споруди. Заклади дошкільної освіти»

34. ДБН В 2.5-13-98 «Пожежна автоматика будинків і споруд»

35. ДБН В.2.5-56-2014 «Системи протипожежного захисту»

36. ДБН В.2.2-9-2009. «Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення»

37. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги

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.

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ЗБІРНОГО ДИСКУ ПЕРЕКРИТТЯ ДИТЯЧОГО САДКА

Куліш А.І., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій
Сумський НАУ

Просторова робота конструкції – властивість конструкції, що полягає в тому, що при дії на неї системи сил, що лежать в одній площині, до роботи залучаються елементи конструкції, що не перебувають у цій площині [1]. Горизонтальні несучі підсистеми (диски перекриттів) в багатоповерхових будівлях, поряд зі сприйняттям корисного навантаження і передачею її на вертикальні елементи, деформуючись в своїй площині, виконують роль горизонтальних діафрагм, що зв'язують вертикальні несучі конструкції в єдину просторову систему, перерозподіляючи між ними зовнішні навантаження.

Основним видом перекриттів у всіх галузях будівництва є залізобетонні плоскі перекриття. Їхня вартість становить до 20% від загальної вартості загальнобудівельних робіт зі зведення багатоповерхових будівель. Перекриття сприймають вертикальні та горизонтальні навантаження, забезпечують просторову жорсткість будівлі.

У складі будівель перекриття та покриття виконують важливі функції: несуть вертикальні навантаження; приймають участь в забезпеченні просторової жорсткості будівлі, виконуючи функції горизонтальних діафрагм жорсткості, та перерозподіляючи між вертикальними елементами зусилля від вітрового навантаження та неточності монтажу. Одночасно елементи перекриття та покриття є огорожувальними конструкціями; слугують для пропуску інженерних комунікацій, технологічного обладнання і підвішування підйомно-транспортних механізмів. Перекриття та покриття, особливо великопрольотні, є матеріалоємними та трудомісткими елементами, на які припадає близько 30-40% бетону і сталі, що йдуть на зведення будівлі. Тому проектування конструкцій перекриттів повинно базуватися на експериментально-теоретичних дослідженнях дійсних умов їх роботи та взаємодії в складі будівель та споруд; розробці на цій основі вдосконалених методів розрахунку, що враховують їх просторову роботу. У зв'язку із викладеним, дослідження просторової роботи перекриттів, що має на меті уточнення напружено-деформованого стану та більш економічніше їх проектування, є актуальним завданням.

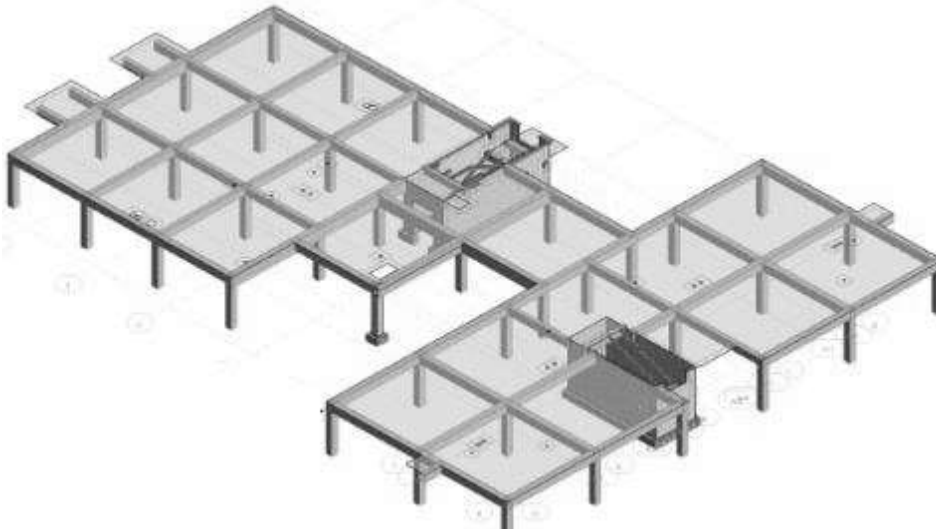


Рис.1 Розрахункова 3Dмодель каркасу будівлі дитячого садка

В результаті числового експерименту планується проаналізувати та порівняти напружено-деформований стан плити перекриття з урахуванням сумісної (просторової) роботи та без врахування взаємного впливу конструкцій.

Список використаної літератури:

1. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. ЗАОЦПИИПСКим. Мельникова, 1998г, Москва, Издательство ABC
2. В.В. Габрусенко. Об одной особенности применения пустотных плит в перекрытиях каркасных зданий. URL: <http://surl.li/aodtp>
3. Срібняк Н.М. Вплив сумісної роботи плит в ячeyці перекриття на статичну роботу системи. Проблеми розвитку міського середовища.: Наук.-техн. зб.– Київ.: НАУ, 2018. – Вип.2 (21) – С. 116–122.
4. Учет податливости дисков перекрытий из сборных железобетонных плит. URL: <http://surl.li/aodtl>

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 ХVIII- 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. АНТИКОРОЗИЙНА 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