

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНІ
КАФЕДРА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
(повна назва кафедри)

Кваліфікаційна робота (проект)

магістр

(рівень вищої освіти)

на тему Вплив заходів з реконструкції на експлуатаційні властивості
будівель

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1921-мбгі
спеціальності 192 Будівництво та цивільна
інженерія

(код і назва спеціальності)

освітньої програми Міське будівництво та
господарство

(назва освітньої програми)

Ез-Заїм Карім

(ініціали та прізвище)

Керівник доц., к.т.н, Савін В.О.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент доц., к.т.н, Банах А. В.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя
2022

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНИ

Кафедра міського будівництва і архітектури
Рівень вищої освіти магістр
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код та назва)
Освітня програма Міське будівництво та господарство

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____
« 22 » _____ 2022 року

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ) СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Ез-Займ Карім
(прізвище, ім'я, по батькові)

Тема роботи (проєкту) Вплив заходів з реконструкції на експлуатаційні властивості будівель

керівник роботи доц.,к.т.н, Савін В.О.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затвержені наказом ЗНУ від « 02 » 06 2022 року № 597-с .

- 1 Строк подання студентом роботи 01.12.2022
- 2 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливість розв'язання проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об'єкт досліджень, предмет досліджень, передбачувані методи виконання досліджень
- 3 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Літературний огляд. Аналіз нормативних вимог і рекомендацій з проєктування перекриттів будинків і споруд. Розробити просторові схеми переміщення, аналіз напруження в бетоні і арматурі.

4 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язку креслень) Презентація із результатами аналітичних обґрунтувань наукових напрямів досліджень, результатами експериментальних досліджень результати розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень

5 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1	Савін В.О.	<i>В.О. Савін</i>	<i>В.О. Савін</i>
2	Савін В.О.	<i>В.О. Савін</i>	<i>В.О. Савін</i>
3	Савін В.О.	<i>В.О. Савін</i>	<i>В.О. Савін</i>

6 Дата видачі завдання 01.09.2022

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Літературний огляд	01.10	<i>Виконано</i>
2	Розділ 1	15.10	<i>Виконано</i>
3	Розділ 2	01.11	<i>Виконано</i>
4	Розділ 3	15.11	<i>Виконано</i>
5	Розробка графічної частини	20.11	<i>Виконано</i>
6	Оформлення роботи	25.11	<i>Виконано</i>
7	Попередній захист	01.12	<i>Виконано</i>

Студент *Ез-Заїм Карім*
(підпис)

Ез-Заїм Карім
(ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проєкту) *В.О. Савін*
(підпис)

Савін В.О.
(ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер *Гребенюк І.В.*
(підпис)

Гребенюк І.В.
(ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Ез-Заїм Карім. Вплив заходів з реконструкції на експлуатаційні властивості будівель.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник В.О. Савін. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні ЗНУ, кафедра міського будівництва і архітектури, 2022.

Проведено огляд нормативних вимог і рекомендацій з проектування перекриттів будинків і споруд. В результаті були отримані просторовій схемі переміщення, нормальні і зрушуючі напруження в бетоні і арматурі, картина руйнування і дані про стан матеріалів.

Ключові слова: МОНОЛІТНІ ПЕРЕКРИТТЯ, КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ БУДИНКІВ, РОЗРАХУНОК, ЗАБУДОВА.

ABSTRACT

Ez-Zaim Karim. Influence of Reconstruction Activities on the Exploitation Properties of Buildings.

Qualification final work for obtaining a master's degree in specialty 192 - Construction and Civil Engineering, supervisor V.J. Savin. Engineering Educational and Scientific Institute named after Y.M. Potebny ZNU, Department of Urban Construction and Architecture, 2022.

A review of regulatory requirements and recommendations for the design of floors of buildings and structures. As a result, the displacement, normal and shear stresses in concrete and reinforcement, fracture pattern and data on the state of materials were obtained according to the spatial scheme.

Key words: MONOLITHIC COVERINGS, CONSTRUCTIVE SYSTEMS OF BUILDINGS, CALCULATION, BUILDING.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1 ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНИХ БЕЗБАЛОЧНИХ ПЕРЕКРИТТІВ.....	8
1.1 Загальні положення	8
1.2 Основні розрахункові положення	13
1.2.1 Розрахунок конструкцій по міцності	16
1.2.2 Расчет конструкцій по деформациям.....	21
1.2.3 Розрахунок конструкцій по розкриттю тріщин	31
1.2.4 Типи і розрахунок сполучень збірних конструкцій	32
1.3 Рекомендації по конструюванню	41
2 ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ І ПРОЕКТУВАННЯ БЕЗБАЛОЧНИХ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ.....	46
2.1 Загальні положення	46
2.2 Основні види конструктивних рішень безребристых перекрыттів	47
2.3 Основні види розподільних систем	50
2.4 Модель сполучення колони і перекрыття	51
2.5 Висновки по розділу 2	64
3 ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ МОНОЛІТНИХ БЕЗБАЛОЧНИХ ПЕРЕКРИТТІВ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	66
3.1 Характеристика будівель	66
3.2 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва.....	67
3.3 Характеристика конструктивних елементів будівель	68
3.4 Статичний розрахунок будівель	70
3.5 Конструювання елементів безбалочних несучих перекрыттів будівель комплексу	72
3.6 Правила безпеки при обстеженні будівельних конструкцій.	73
3.7 Висновки по розділу 3.....	77
ОСНОВНІ ВИСНОВКИ.....	107
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....	108

ВСТУП

Актуальність теми. В даний час до 65% житлових та громадських будівель будується за технологією монолітного бетонування. Ця технологія обумовлює багато особливостей конструювання окремих несучих вузлів та елементів будівель. Не винятком є конструкція з монолітними безбалочними плитами.

Однією з найбільш гострих проблем є розрахунок та конструювання вузла примикання колони до такого перекриття. Технічним аспектом цієї проблеми є необхідність будівництва бескапільних безбалочних плит, що пов'язано з прокладанням інженерних комунікацій, підвищенням вимог замовника щодо архітектурно-планувальних рішень.

Науковий аспект полягає у відсутності методик розрахунку вузла стику аналізованих елементів з урахуванням сучасних розрахункових комплексів.

Мета та завдання дослідження. Мета роботи – визначення найбільш раціонального типу монолітних перекриттів на підставі аналізу конструктивних систем будівель, досвіду їх проектування, будівництва та експлуатації, а також особливостей їх розрахунку та конструювання. Завдання вирішується шляхом аналізу наявних типів монолітних перекриттів.

Об'єкт дослідження. Аналіз нормативних вимог та рекомендацій щодо проектування перекриттів будівель та споруд.

Предмет дослідження. Існуючі типи монолітних перекриттів.

Методи дослідження. При вирішенні поставлених завдань використовувалися узагальнення та аналіз теоретичних та практичних досліджень на тему роботи. Системний підхід є методологічною основою всього дослідження та використовується для вирішення більшості поставлених завдань. Аналіз та моделювання використані при виконанні розрахунків.

Наукова новизна одержаних результатів. Робота виконувалася виходячи з можливості її адаптації до застосування у країнах із жарким кліматом та специфічними ґрунтовими умовами.

Практичне значення одержаних результатів. Проведено огляд нормативних вимог та рекомендацій щодо проектування перекриттів будівель та споруд. В результаті були отримані за просторовою схемою переміщення, нормальні та зрушуючі напруги в бетоні та арматурі, картина руйнування та дані про стан матеріалів. Особистий внесок дослідника. Постановки мети та завдання дослідження. Збір та аналіз даних для проведення дослідження.

Апробація результатів роботи. Результати роботи докладалися на II Всеукраїнської науково-практичної конференції за участю молодих науковців «Актуальні питання сталого науково-технічного та соціально-економічного розвитку регіонів України» з доповіддю «Національна імплементація частин єврокодів»[40].

Структура і об'єм магістерської роботи. Магістерська робота складається з вступу, трьох розділів, основних висновків, списку використаних джерел містить 111 сторінки, 56 рисунка, 43 використаних джерел.

РОЗДІЛ 1

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНИХ БЕЗБАЛОЧНИХ ПЕРЕКРИТТІВ

Справжня робота містить дослідження в сфері застосування конструкцій з безбалочними перекриттями у виробничих будівлях, типам і параметрам конструкцій, а також основні положення за розрахунком і конструюванням; у роботі особлива увага приділена збірним конструкціям як найбільш поширеним у будівництві, врахований досвід проектування і будівництва виробничих будівель, а також результати експериментальних досліджень безбалочних конструкцій.

Дослідження не поширюється на конструкції будівель, що зводяться на ґрунтах просадників і гірських виробленнях, в районах з сейсмічністю понад 6 балів, а також на конструкції будівель, що зводяться методом підйому перекриттів.

1.1 Загальні положення

Розглядаються конструкції будівель з квадратною і прямокутною сітками колони при відношенні більшого прольоту до меншого до $3/2$ і відношенні величин прольотів одного напрямку каркаса не більше $4/3$.

Доцільність застосування безбалочних конструкцій у кожному конкретному випадку встановлюється на підставі техніко-економічного аналізу з урахуванням умов експлуатації конструкцій, а у будівлях з сітками колон більше 6 х 6 м і з урахуванням підвищення ефективності використання виробничих площ.

Застосування безбалочних конструкцій по доцільно:

при будівництві будівель, в яких за умовами розміщуваних виробництв, експлуатаційними і іншим вимогам потрібні гладкі стелі і беспустотные перекриття, наприклад у виробничих будівлях м'ясокомбінатів,

молокозаводів, рыбоперерабатывающих заводів, і холодильниках і тому подібне;

у багатоповерхових будівлях з сіткою колон $b \times b$ м і великими (≥ 1000 кгс/м²) тимчасовими навантаженнями на перекриттях.

Безбалочные конструкції переважні також у будівлях з агресивними середовищами.

При відповідному обґрунтуванні можуть застосовуватися монолітні безбалочные конструкції.

По зовнішньому контуру безбалочные перекриття можуть: вільно виступати за крайній ряд колон у вигляді консолей; мати сполучення з колонами крайнього ряду за допомогою напівкапітелей;

сполучатися з балкою, що облямовує, підтримуваною крайнім рядом колон;

спиратися на стіни.

Призначення капітелей :

забезпечити необхідну жорсткість, сполучень перекриттів з колонами в системі каркаса будівлі;

збільшити міцність плити перекриття на злам;

забезпечити плиту від продавлювання в місці її, що спирається на колони;

збільшити жорсткість перекриття.

Рекомендується застосовувати, переважно капітель типу 1 (рисунок 1.1). Можуть також застосовуватися капітелі типів 2 і 3 (рисунок 1.2 і 1.3), а також інші типи капітелей, якщо це технічно і економічно доцільно.

При застосуванні квадратних або прямокутних в плані капітелей вказаних типів рекомендується приймати:

для капітелі типу 1 $\frac{c_x}{l_x}$ і $\frac{c_y}{l_y}$ у межах від 0,08 до 0,12, де l_x і l_y прольоти конструкції; відношення висоти h_k капітелі в місці перелому її контура до

товщини плити h_n в межах від $\frac{h_k}{h_n} = 1,8$ до $\frac{h_k}{h_n} = 2,5$; напівширину капітелі r_x і r_y

відповідно у напрямі прольотів l_x і l_y не меншою чим

$$0,25l > r \left(c + 0,09l \frac{h_k - h_n}{h_n} \right);$$

для капітелі типу 2 величину стосунків $\frac{c_x}{l_x}$ і $\frac{c_y}{l_y}$ межах від 0,1 до 0,15;

для капітелі типу 3 відношення $\frac{c_x}{l_x}$ і $\frac{c_y}{l_y}$ у межах від 0,1 до 0,15;

напівширину капітелі r_x і r_y не менше 0,175 відповідного прольоту.

Контури капітелей збірних конструкцій допускається приймати близько описаними у контурів рекомендованих капітелей.

Розміри капітелей усіх типів у кожному конкретному випадку слід призначати на підставі розрахунків.

Плити перекриттів рекомендується проектувати єдиної товщини в межах температурного блоку каркаса будівлі.

Товщину плит з важкого бетону із звичайним армуванням рекомендується приймати не менше $\frac{1}{35}$ більшого прольоту але осям колон для перекриттів з капітелями типу 2 і не менше $\frac{1}{40}$ більшого прольоту для перекриттів з капітелями типу 1 і 3.

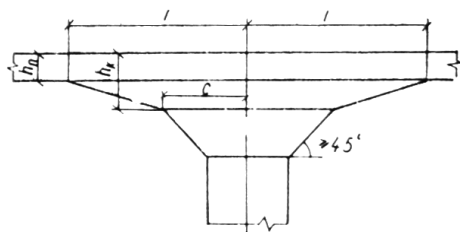


Рисунок 1.1 - Капітель типу 1

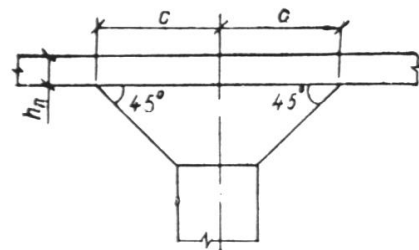


Рисунок 1.2 - Капітель типу 2

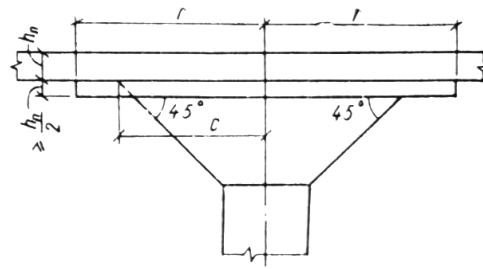


Рисунок 1.3 - Капітель типу 3

Колони, що підтримують безбалочні перекриття, слід передбачати, як правило, суцільного квадратного перерізу. Можуть також застосовуватися колони прямокутного і круглого перерізів, а при спеціальному обґрунтуванні - і кільцевого перерізу (центрифугування, що наприклад виготовляються методом).

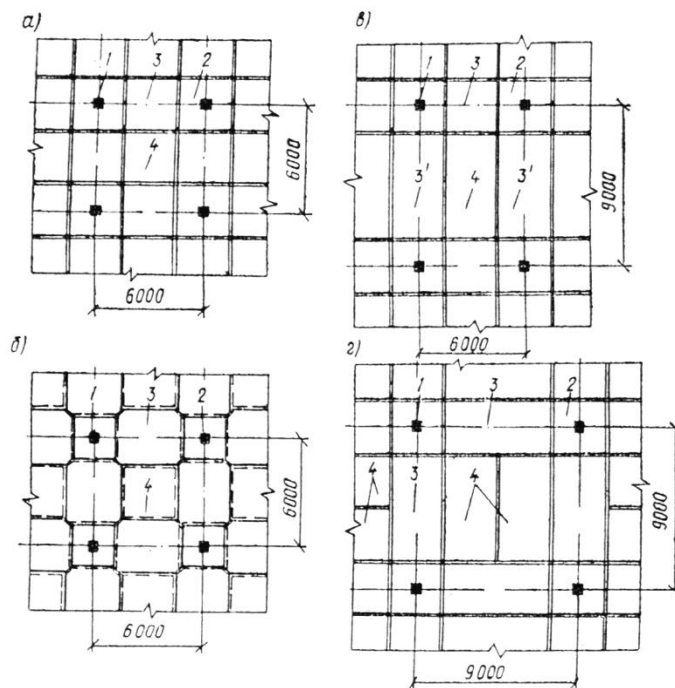


Рисунок 1.4 - Схеми розрізання безбалочних перекриттів на збірні

елементи:

1 - колони; 2 - капітелі; 3 і 3' - міжколонні (надколонні) плити;

4 - пролітні плити

Збірні безбалочные конструкції утворюються з плит, капітелей і колон. Плити підрозділяються на міжколонні (надколонные) і пролітні. Міжколонні плити спираються на капітелі і підтримують пролітні плити.

Міжколонні і пролітні плити слід передбачати, як правило, єдиної товщини. Може допускатися різна товщина міжколонних і пролітних плит з перевищенням більшої товщини над меншою на 2 - 4 см

Габаритні розміри збірних елементів повинні відповідати умовам заводського виготовлення на серійному устаткуванні і транспортування елементів. У зв'язку з цим менший розмір елементів в плані слід приймати не більше 3 м. В окремих випадках при відповідному обґрунтуванні ці розміри можуть бути збільшені, але не більше ніж на 100 мм. Крім того, ширину основних елементів перекриттів рекомендується призначати, як правило, не менше 2400 мм. Доборные елементи можуть бути меншої ширини. Висота капітелі приймається не більше 600 мм.

Колони рекомендуються багатоповерхового розрізання, т. е. завдовжки на декілька поверхів.

При проектуванні збірних залізобетонних безбалочных конструкцій рекомендується передбачати можливість монтажу каркаса будівлі на декілька поверхів без замоноличивання сполучень.

При пристрої в перекриттях отворів або отворів для пропуску інженерних комунікацій, шахт ліфтів, сходових клітин і тому подібне їх слід розміщувати в межах плиткової частини перекриття. Облаштування отворів в межах капітелей, як правило, не рекомендується. При необхідності в межах капітелі допускається влаштовувати отвори діаметром не більше 200 мм.

Між капітелями, в надколонной смузі монолітного безбалочного перекриття отвору рекомендується розміщувати так, щоб вони займали не більше 0,5 ширини цієї смуги, т. е. не більше 0,5 ширини капітелі.

У збірних безбалочных перекриттях доцільно передбачати спеціальні плити з отворами, а в місцях утворення отворів плити не встановлювати. У перекриттях, в зонах, що примикають до отворів, можуть використовуватися

доборные плити і капітелі, а у разі крайньої необхідності і напівкапітелі. В окремих випадках при утворенні отворів допускається влаштувати монолітні ділянки перекритті.

Наявність отворів і отворів в перекриттях повинна враховуватися розрахунком.

1.2 Основні розрахункові положення

Розрахунок безбалочних конструкцій повинен робитися відповідно до вимог діючих ДБН, Інструкцій Вказівок, Керівництва.

Конструкція розглядається як система рам з жорсткими вузлами, розташованих в двох взаємно перпендикулярних напрямках.

У монолітній конструкції кожна рама утворюється колонами і смугою перекриття, рівною по ширині відстані між серединами двох прольотів, прилеглих до відповідного ряду колон.

У збірній конструкції рами утворюються колонами, капітелями і міжколонними плитами. При забезпеченні сполученнями спільної роботи міжколонних і пролітних плит, т. е. коли забезпечується рівність деформацій елементів уздовж сполучення, пролітні плити можуть частково враховуватися в роботі ригелів рам каркаса. При цьому в роботі ригеля враховуються ділянки пролітних плит шириною $0,5a - 0,50a_p$ і що не перевищує двох товщини пролітних плит.

Безбалочную конструкцію рекомендується розраховувати на навантаження, рівномірно розподілені по усьому перекриттю або його частині.

Навантаження, діючі на перекриття, можуть бути приблизно приведені до еквівалентних рівномірно розподілених навантажень по моментах, що вигинають, поперечних силах або деформаціях залежно від граничних станів, по яких робиться розрахунок. При розрахунку окремих частин конструкції

(наприклад, на продавлювання і т. п.) необхідно враховувати дійсний характер навантаження.

Оскільки каркас складається з подовжніх і поперечних рам, вертикальні навантаження на ригелі приймаються за законом рівнобедреного трикутника з максимальною ординатою в середині прольоту (квадратна сітка колон каркаса), або трапеції і трикутника (прямокутна сітка колон каркаса).

При визначенні зусиль, діючих на елементи перекриття, враховуються невідгідні комбінації завантаження рам.

При визначенні зусиль, діючих на колони каркаса, також враховуються невідгідні комбінації завантаження рам, але за відсутності тимчасового навантаження або суцільному завантаженні тимчасовим навантаженням перекриття і межах квадрата (прямокутника), обмеженого лініями сітки колон каркаса .

При (визначенні зусиль, діючих в конструкції, окрім вертикальних навантажень враховуються і горизонтальні навантаження.

Збірна конструкція розраховується на сприйняття повного навантаження і експлуатаційної стадії при зварених заставах деталях в сполученнях елементів і досягненні проектної міцності бетоном замоноличивання.

Розрахунок на навантаження, діючі в процесі монтажу конструкцій, робиться при сполученнях елементів, виконаних тільки на зварюванні, без замоноличивання. При цьому встановлюється число поверхів, при якому допускається зведення каркаса з незамоноличеними сполученнями елементів.

Перерозподіл зусиль в рамах при статичному розрахунку каркаса виконується відповідно до «Керівництва за розрахунком статично невизначених залізобетонних конструкцій».

Статичний розрахунок рам робиться з урахуванням змінних жорсткостей по довжині елементів. Крім того, при розрахунку збірних конструкцій на монтажні навантаження жорсткість ригелів на ширині

незамоноличеного сполучення міжколонної плити з капітеллю і в зонах, що безпосередньо примикають до цього сполучення з двох сторін (ширина і плані кожної зони задається рівній товщині плити), приймається тільки по сталевих накладках (стержням) і зварних швах; жорсткість незамоноличеного сполучення капітелі з колоною приймається по ослабленому отвором перерізу капітелі плюс жорсткість, що створюється зварними швами в цьому перерізі. Ці рекомендації слід уточнювати залежно від конкретно прийнятих сполучень.

Прогини перекриттів з плоскою стелею не повинні перевищувати величин, вказаних в п. 2 таблиці. ДБН. У монолітній конструкції за проліт l береться відстань між осями колон; максимальний прогин панелі приймається рівним різниці переміщень в її центрі і центрі надколонної смуги.

Д збірної конструкції за проліт l береться:

для ригелів рам - відстань між осями колону;

для квадратних в плані пролітних плит - розмір діагоналі плити;

для прямокутних в плані пролітних плит з відношенням сторін більше 1,5: 1 - розмір більшої сторони плити.

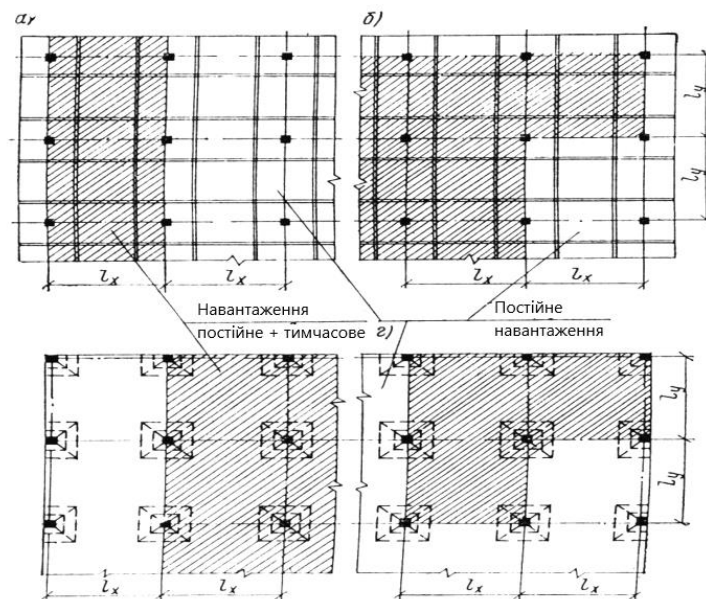


Рисунок 1.5 - Можливі схеми завантаження перекриттів

a і *б* - збірних; *у* і *з* - монолітних

Горизонтальні зміщення каркаса будівлі в подовжньому і поперечному напрямках в рівні покриття не повинні перевищувати:

$\frac{1}{500}$ висоти будівлі при обліку повного нормативного вітрового навантаження, визначуваного як сума статичної і динамічної складових відповідно до ДБН В.1.2-2:2006.

Гранично допустима ширина розкриття тріщин в залізобетонних безбалочних конструкціях, експлуатованих в умовах неагресивного середовища, приймається по главі ДБН Д.2.2-13-99.

При проектуванні безбалочних конструкцій, призначених для експлуатації в агресивних середовищах, необхідно враховувати вимоги ДБН Д.2.2-13-99.

Температурно-усадкові шви рекомендується влаштовувати шляхом розташування в місці шва подвійних колон.

Відстань між швами, вимірювана між осями колон крайніх рядів температурного блоку каркаса будівлі, т. е. без урахування консолей перекриттів, що виступають, слід призначати відповідно до вимог діючих ДБН чі Керівництво на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій.

. Конструкції розраховуються на міцність, деформативність і розкриття тріщин при дії статичних навантажень. Динамічні розрахунки і розрахунок на витривалість, коли вони потрібні, виконуються згідно із спеціальними вказівками.

1.2.1 Розрахунок конструкцій по міцності

Міцність (здатність, що несе) елементів каркаса визначається на основі розрахунку рам з урахуванням перерозподілу зусиль.

Крім того, розрахунок міцності плит і капітелей повинен передбачати:

розрахунок на продавлювання;

розрахунок на злам смуги панелей уподовж або упоперек перекриття де панель - ділянка перекриття, обмежена лініями сітки колон каркаса;

розрахунок на одночасний злам суміжних панелей різних рядів .

Розрахунок на злам окремої панелі не потрібно.

Розрахунок на злам окремої поперечної або подовжньої смуги панелей перекриття є в усіх випадках обов'язковим і виконується відповідно до вказівок «Керівництва за розрахунком статично невизначних залізобетонних конструкцій».

Розрахунок міцності збірного безбалочного перекриття в цілому на смугове руйнування обумовлюється можливістю одночасного руйнування міжколонних (надколонних) і пролітних плит. При цьому розрахунку рекомендації п. 4.11 вказаного вище Керівництва в частині коефіцієнтів розподілу арматури допускається не враховувати.

При розрахунку перекриття на одночасний злам суміжних панелей різних рядів рекомендується враховувати вплив розпору, що створюється колонами. Вплив розпору допускається враховувати шляхом зменшення перерізу робочої арматури проти величин, отриманих з розрахунку без розпору, на 10 %, якщо між панеллю, що розраховується, і краєм перекриття є два ряди колон або більше; на 5 % - якщо між панеллю, що розраховується, і краєм перекриття є один ряд колон. Для консольних свесов плит, а також для панелей, вільно опертих на стіни, вплив розпору не враховується.

У збірному перекритті пролітні плити розглядаються як оперте на контур, що деформується, яким є міжколонні плити.

Працюючи в системі безбалочного перекриття, пролітні плити знаходяться в дуже складному напруженому стані (вони випробовують вплив розпору, часткового закріплення на контурі, деформативности контура і т. д.). Для спрощення розрахунку по міцності робочу арматуру пролітної плити допускається приймати з розрахунку її як опертой на жорсткий контур у відповідність з «Керівництвом за розрахунком статично невизначних залізобетонних конструкцій», але без урахування закріплення на контурі і без урахування сил розпору. Площа перерізу робочої арматури в кожному напрямі рекомендується приймати не менше 0,2 % від площі розрахункового перерізу бетону.

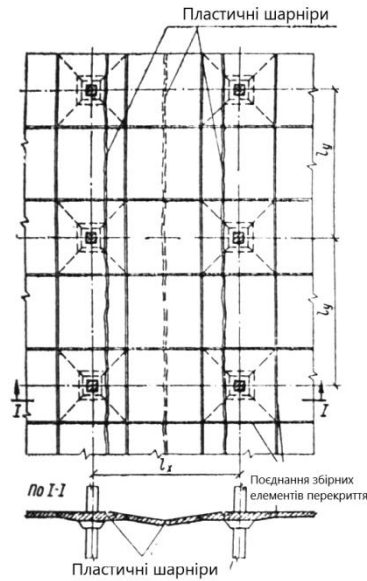


Рисунок 1.6 - Схема
смугового зламу перекриття (на
прикладі збірного перекриття)

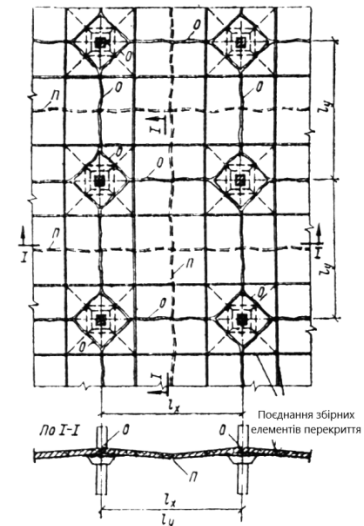


Рисунок 1.7 - Схема
розташування пластичних
шарнірів при одночасному зламі
суміжних панелей (плит)
перекриття (на прикладі збірного
перекриття)

Якщо розрахунок на злам збірного перекриття при капітелях і міжколонних плитах, заармированих як елементи ригелів рам, і пролітних плитах з арматурою згідно цього Посібника вимагає збільшення перерізу робочої арматури, то цю вимогу рекомендується виконувати за рахунок збільшення робочої арматури в пролітних плитах.

Розрахунок перекриття на продавлювання робиться в перерізах, де контури капітелей утворюють кути, що входять, де змінюється товщина плити, в місцях додатка значних вантажів, розподілених на невеликій площі, а також в інших місцях, де це виявиться необхідним для прийнятого конструктивного вирішення.

Передбачається, що продавлювання відбувається по бічній поверхні піраміди або конуса, бічні грані або твірна яких нахилені під кутом 45 до горизонталі.

Міцність перекриття на продавлювання в перерізах без поперечної арматури рекомендується перевіряти по формулі

$$P \leq kR_p h_0 b_{cp}, \quad (1.1)$$

де P - розрахункова продавлююча сила, визначувана при коефіцієнті перевантаження n ($n \geq 1$); h_0 - робоча висота перерізу;

$$h_0 = \frac{h_{0x} + h_{0y}}{2};$$

R_p - розрахунковий опір бетону розтягуванню; k - коефіцієнт, що приймається рівним :

для важких бетонів - 1;

для бетонів на пористих - 0,8

заповнювачах - 0,8;

b_{cp} - середнє арифметичне між величинами периметрів верхнього і нижнього підстав піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу h_0 .

При розрахунку на продавлювання капітелей або напівкапітелей, а також плити по периметру капітелей або напівкапітелей, величина сили P приймається рівній сумі сил, що передаються через перекриття на підтримувальну капітель колону, за вирахуванням навантажень, прикладених до верхньої основи піраміди продавлювання (лічивши до площини розташування верхньої арматури).

При установці в межах піраміди продавлювання поперечної арматури розрахунок робиться з умови

$$P \leq kR_p h_0 b_{cp} + 0,4F_{x.n} R_{ax}, \quad (1.2)$$

де $F_{x.n}$ - площа поперечної арматури, що перетинає бічні грані піраміди продавлювання і надійно заанкереної у бетоні

$$F_{x.n} = \frac{P}{R_{ax}}; \quad (1.3)$$

R_{ax} - розрахунковий опір поперечної арматури розтягуванню при розрахунку на поперечну силу; k , R_p , h_0 і b_{cp} мають ті ж значення, що і у формулі (1.1).

Крім того, поперечне армування незалежно від результатів розрахунку повинне задовольняти конструктивним вимогам.

Окрім розрахунку на продавлювання слід робити розрахунок на дію поперечних сил відповідно до діючих ДБН.

Колони квадратного і прямокутного перерізу розраховуються на внецентренное і косо внецентренное стискування. Здатність колони, що несе, приймається по меншому значенню.

Розрахункову довжину колон l_0 багатоповерхових будівель при числі прольотів не менше два допускається приймати:

при збірних конструкціях із сполученнями, виконаними тільки на зварюванні, без замоноличивання (розрахунок на монтажні навантаження) - H

при збірних конструкціях з розрахунковими замоноличеними сполученнями, що забезпечують спільну роботу (розрахунок на експлуатаційні навантаження) - $0,9H$

при монолітних конструкціях - $0,8H$
де H - висота поверху

У збірних конструкціях з розрахунковими замоноличеними сполученнями елементів розрахункову довжину колон першого поверху, надійно закладених (затиснених) у фундаментах, можна приймати рівною $0,8H$.

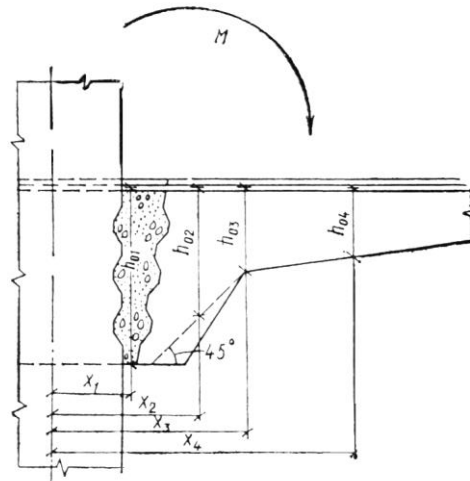


Рисунок 1.8 - Робоча висота вертикальних (нормальних) перерізів капітелі при дії моменту, що вигинає, M

При розрахунку елементів збірних конструкцій на навантаження, діючі у стадії експлуатації, а також в процесі монтажу каркаса будівлі, слід враховувати умови їх роботи, пов'язані з конкретно прийнятими сполученнями елементів.

Робоча висота нормальних (вертикальних) перерізів капітелі збірного перекриття при розрахунку на дію моментів, що вигинають, приймається по Рисунку 1.8.

Стінки склянки капітелі розглядаються як плити, затиснені по трьох сторонах і не оперте по четвертій (низ склянки).

1.2.2 Розрахунок конструкцій по деформаціях

Деформації (прогини) елементів безбалочних конструкцій обчислюються по зусиллях із статичного розрахунку каркаса на розрахункові навантаження, визначувані при коефіцієнті перевантаження, рівному одиниці.

Стадія роботи конструкції, по якій повинна робитися перевірка прогину перекриття, встановлюється розрахунком на утворення тріщин.

Якщо перекриття запроектоване відповідно до цього Посібника і «Керівництва за розрахунком статично невизначних залізобетонних конструкцій», небезпечним відносно утворення перших тріщин являтиметься, як правило, нормальний до площини перекриття переріз

капітелі під кутом 45 до лінії (разбивочной осі) колон каркаса. При цьому величина моменту, що вигинає, сприймається перерізом при утворенні тріщин в квадратній в плані капітелі ламаного контура (рисунок 1.1), може бути знайдена, враховуючи форму перерізу, утворену двома трапеціями, по формулі

$$M_T = \frac{R_{pl} h_k^2}{5}, \quad (1.4)$$

де M_T - момент на одиницю ширини перерізу; h_k - висота капітелі в місці перелому її контура (рисунок 1.1).

Момент утворення тріщин може бути визначений також методами теорії пружності і виражений через навантаження у виді

$$M_T = p_T c_1, \quad (1.5)$$

де c_1 - множник, що отримується з розрахунку перекриття в пружній стадії його роботи.

З формул (1.4) і (1.5) визначається навантаження що відповідає утворенню перших тріщин в розтягнутій зоні бетону капітелі перекриття

$$p_T = \frac{R_{pl} h_k^2}{5c_1}. \quad (1.6)$$

Для безбалочних перекриттів з квадратними капітелями ламаного контура при квадратній сітці колон каркаса навантаження p_T , виражається формулою

$$p_T = \frac{2R_{pl} h_k^2}{(l - 2c)^2}, \quad (1.7)$$

де l - проліт перекриття по осях колон; c - відстань від осі колони до перелому контура капітелі (Рисунок 1.1).

Якщо розрахункове навантаження при коефіцієнті перевантаження, рівному 1, менш величини p_T , перевірка прогинів робиться за умови відсутності тріщин в перекритті.

При необхідності розрахунку за освітою тріщин в розтягнутій зоні бетону плоскої, суцільного перерізу плити безбалочного перекриття слід користуватися формулою

$$M_T = \frac{R_{pII} h_n^2}{3,5}, \quad (1.8)$$

де M_T - момент на одиницю ширини плити; h_n - товщина плити.

Прогини перекриттів, що не мають тріщин в розтягнутій зоні бетону, можуть обчислюватися методами теорії пружності.

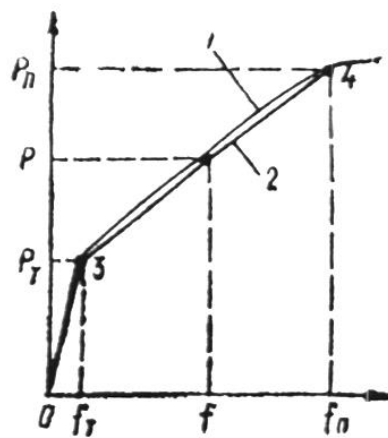


Рисунок 1.9 - Графік прогинів перекриття :

1 - досвідчена крива; 2 - теоретична пряма; 3 - точка, що відповідає утворенню перших тріщин; 4 - точка, що відповідає початку плинності арматури по усіх лініях зламу.

Для монолітних перекриттів з квадратними капітелями ламаного контура при квадратній сітці колон каркаса, спроектованих відповідно до цього Посібника і «Керівництва за розрахунком статично невизначених залізобетонних конструкцій» величину прогину центру панелі за відсутності тріщин в конструкції рекомендується визначати по формулі

$$f = 0,05 \frac{h l^4 C}{E_\sigma h_n^3 k_n}, \quad (1.9)$$

де k_n - коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону, приймається для важкого бетону і бетону на пористих заповнювачах

при щільному дрібному заповнювачі - 0,85; C - коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону, приймається для важкого бетону і бетону на пористих заповнювачах при щільному дрібному заповнювачі при вологості повітря довкілля : вище 40 % - 2; 40 % і нижче - 3. При короткочасній дії навантаження $C = 1$.

Для випадку, коли в перекритті утворюються перші тріщини, прогин центру панелі визначається по формулі

$$f_T = 0,05 \frac{p_T l^4 C}{E_\sigma h_n^3 k_n}, \quad (1.10)$$

Для безбалочних перекриттів, що мають тріщини, максимальний прогин рекомендується визначати приблизно по лінійній інтерполяції між прогином, що відповідає утворенню перших тріщин, і прогином в момент, безпосередньо передуючий вичерпанню здатності перекриття, що несе, по формулі

$$f = f_T + (f_n - f_T) \frac{p - p_T}{p_n - p_T}, \quad (1.11)$$

де $p_T < p < p_n$; і p_T - прогин і навантаження при утворенні перших тріщин (Рисунок 1.9); f_n і p_n - прогин і навантаження, що відповідають граничному стану по міцності при характеристиках матеріалів R_{all} , $R_{пpll}$; p - діюче розрахункове рівномірно розподілене навантаження при коефіцієнті перевантаження, рівному одиниці.

Значення величин p_T і f_T для монолітних безбалочних перекриттів визначаються формулами (1.7) і (1.10).

Прогин f_T визначається в припущенні зламу за схемою рисунок 1.10. При одночасному зламі суміжних панелей різних рядів приймається, що в прольоті середніх панелей утворюються взаємно перпендикулярні і паралельні рядам (разбивочным осям) колон каркаса лінійні пластичні шарніри з розкриттям тріщин внизу. Кожна панель розділяється цими пластичними шарнірами на чотири ланки, що обертаються навколо опорних лінійних пластичних шарнірів, осі яких розташовані в зоні капітелей, як

правило, нижче плити, під кутом до рядів колон. При цьому тріщини по лініях опорних пластичних шарнірів розкриваються вгору, а по лініях - разбивочним осях колон, розвиваючись зверху вниз, тріщини прорізають усю товщину плити.

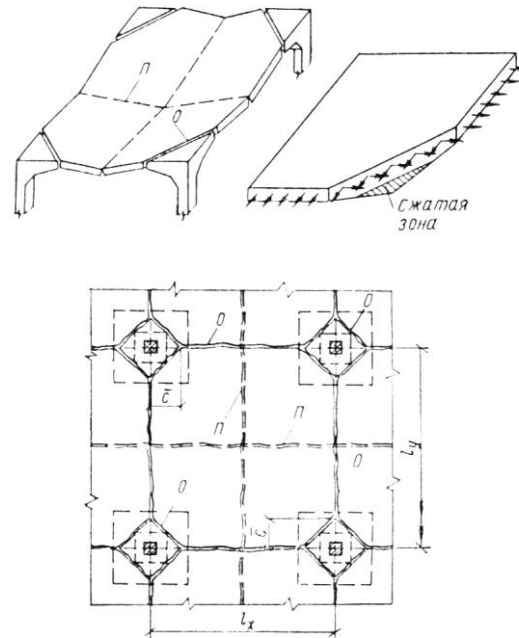


Рисунок 1.10 - Схема зламу панелі при одночасному руйнуванні суміжних панелей

Для монолітних безбалочних перекриттів з квадратними капітелями ламаного контура і при квадратній сітці колон прогин f_n в центрі панелі виражається формулою

$$f_n = 0,1l_1(0,5l - c) \frac{1}{\rho_n}, \quad (1.12)$$

де l_1 - проліт плити в чистоті між капітелями; l - проліт перекриття по осях колон; c - не має того ж значення, що і у формулі (1.7);

$\frac{1}{\rho_n}$ - кривизна, визначувана по формулі

$$\frac{1}{\rho_n} = \frac{R_{all}}{h_0 E_a} \left(1 + \frac{0,9\mu n}{\xi_m V} \right); \quad (1.13)$$

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0}; \quad n = \frac{E_a}{E_\sigma},$$

де ν - коефіцієнт, що характеризує стан пружнопластичності бетону стислої зони, приймається для важкого бетону і бетону на пористих заповнювачах при щільному дрібному заповнювачі:

- при короткочасній дії навантаження - 0,45;
 при тривалій дії навантаження і вологості повітря довкілля вище 40 % - 0,15;
 при тривалій дії навантаження і вологості повітря і довкілля 40 % і нижче - 0,10.

У формулі (1.13) ξ_T - відносна висота стислої зони бетону, визначувана як для плити прямокутного перерізу без попередньої напруги в стадії, безпосередньо попередній вичерпанню здатності, що несе, по формулі

$$\xi_T = 0,1 + 0,5\xi_p \quad (1.14)$$

$$\xi_p = \mu \frac{R_{all}}{R_{нпII}}$$

Здатність квадратної панелі монолітного безбалочного перекриття, однаково армованої в обох напрямках, що несе, при одночасному зламі суміжних панелей різних рядів (Рисунок 1.10) виражається формулою

$$P_n = \frac{24(M_n + M_{on})l}{3l^2(l - 2\bar{c}) + 4\bar{c}^3} = \frac{8R_{all}(F_n z_n + F_k z_k)}{l^3 \left[1 - 2\frac{\bar{c}}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{\bar{c}}{l} \right)^3 \right]}, \quad (1.15)$$

де M_n - граничний момент на одиницю довжини пролітного пластичного шарніра; M_{on} - граничний момент на одиницю довжини опорного пластичного шарніра; l - те ж значення, що і у формулі (1.12);

\bar{c} - катет прямокутного трикутника, що відламується від панелі в межах капітелі (див. Малюнок 1.10); F_n - переріз нижньої арматури в прольоті на ширину панелі; F_k - переріз верхньої арматури в опорному пластичному шарнірі на ширину панелі; z_n - плече внутрішньої пари в пролітному пластичному шарнірі; z_k - плече внутрішньої пари в опорному пластичному шарнірі.

При визначенні плеча z_k слід враховувати, що стисла зона бетону в опорному пластичному шарнірі може опинитися цілком поза плитою (у капітелі безбалочного перекриття).

Прогини ригелів рам збірної конструкції рекомендується обчислювати, користуючись методами будівельної механіки по значеннях кривизни $\frac{1}{\rho}$ визначуваним відповідно до діючих ДБН.

Прогин пролітних плит, що мають тріщини, рекомендується визначати по формулі (1.11).

При визначенні f_m і p_T пролітна плита розглядається як опертая на контур, що деформується, яким є міжколонні плити і який деформується як від навантаження, діючого на пролітну плиту, так і від навантаження, що знаходиться безпосередньо на ній.

При деформації міжколонних плит від навантаження, що знаходиться тільки на них, вони не можуть служити опорним контуром для пролітної плити. Коли прогини країв пролітної плити, працюючої як опертой по кутах, досягнуть прогинів міжколонних плит, останні почнуть включатися в роботу в якості податливого опорного контура для пролітної плити.

Навантаження (інтенсивність навантаження), що відповідає освіті в пролітній плиті перших тріщин, виражається у виді

$$p_T = q = q_1 + q_2, \quad (1.16)$$

де q_1 - навантаження, при якому пролітна плита працює як опертая по кутах; q_2 - навантаження, при якому пролітна плита працює як опертая на податливий контур.

Для визначення величини q_1 обчислюється прогин середини міжколонної плити відносно площини, що проходить через кути пролітної плити. При цьому міжколонна плита розглядається в системі рами і навантажена тільки навантаженням q , що знаходиться безпосередньо на ній

$$f_1 = \varphi(q). \quad (1.17)$$

При прогині міжколонної плити, рівному f_1 пролітна плита працює як опертая по кутах. За допомогою формул теорії пружності цей прогин можна записати як прогин середини краю пролітної плити, опертой по кутах, у виді

$$f_1 = \varphi(q_1). \quad (1.18)$$

Для квадратної в плані пролітної плити формула (1.18) має вигляд

$$f_1 = 0,201 \frac{q_1 a^4}{E_\sigma h_n^3}. \quad (1.19)$$

де a - довжина сторони плити; h_n - товщина пролітної плити.

Вираження (1.19) отримане при коефіцієнті Пуассона, рівному 0,2.

З рівності прогинів по виразах (1.17) і (1.18) визначається навантаження q_1 як частина повного рівномірно розподіленого навантаження $q = p_T$

$$q_1 = kq = kp_T, \quad (1.20)$$

де $k < 1$;

$$q_2 = (1 - k)q = (1 - k)p_T. \quad (1.21)$$

Момент, що вигинає, на одиницю ширини перерізу в центрі пролітної плити, що відповідає утворенню перших тріщин в розтягнутій зоні бетону, визначається методами теорії пружності і може бути виражений через навантаження у виді

$$M_T = c_1 kp_T + c_2 (1 - k)p_T. \quad (1.22)$$

де c_1 і c_2 - множники, що отримуються з розрахунку плити на пружній стадії її роботи. При обчисленні c_1 плита розглядається як опертая по кутах, а c_2 - як опертая на податливий контур.

На підставі формул (1.8) і (1.22) знаходиться навантаження p_T

$$p_T = \frac{R_{пл} h_n^2}{3,5 [c_1 k + c_2 (1 - k)]}. \quad (1.23)$$

Прогини плити f_m до моменту тріщинообразовання визначаються як сума прогинів, що отримуються з розрахунку пролітної плити в пружній

стадії роботи, опертой по кутах і на податливий контур. При цьому використовуються формули теорії пружності.

$$f_T = \frac{p_T a^4 C}{E_\sigma h_n^3 k_n} [c_3 k + c_4 (1 - k)] \quad (1.24)$$

де a , h_n , C і k_n - мають ті ж значення, що і у формулах (1.19) і (1.9); c_3 і c_4 - коефіцієнти, що отримуються з розрахунку плити, відповідно опертой по кутах і на податливий контур.

Якщо прийняті сполучення забезпечують практично однакові кривизни уздовж країв міжколонних і пролітною плит, то при визначенні f_m і p_T розрахунковий проліт останньою допускається зменшувати, використовуючи для цього нульові точки міжколонних плит, що отримуються з розрахунку рам як пружних систем, без перерозподілу зусиль (рисунок 1.11). Після цього пролітна плита розглядається, як вільно опертая з прольотом ар.

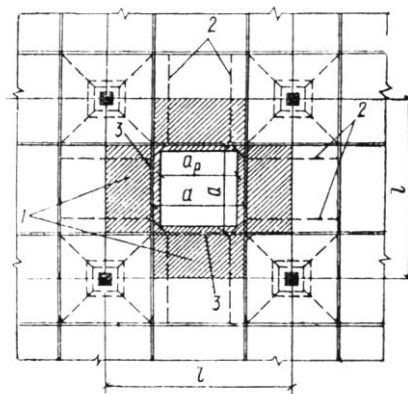


Рисунок 1.11 - Розрахункова схема пролітної плити

1 - контур, що деформується; 2 - лінії нульових моментів, що вигинають; 3 - сполучення, що забезпечують однакові кривизни уздовж країв міжколонних і пролітною плит; a - довжина сторони пролітної плити; a_p - розрахунковий проліт пролітної плити.

Навантаження p_n , що відповідає граничному стану по міцності, визначається з розрахунку перекриття на смугове руйнування (рисунок 1.6) при характеристиках бетону і арматури відповідно R_{ppl} і R_{all} .

Для безбалочних перекриттів з квадратними капітелями ламаного контура (рисунок 1.1) при квадратній сітці колон каркаса, т. е. для конструкцій, симетричних відносно середини даної смуги зламу, навантаження рп виражається у виді

$$p_n = \frac{8(\bar{M}_n + \bar{M}_{on})}{l(l-2c)^2}, \quad (1.25)$$

де l - те ж значення, що і у формулі (1.12); c - див. формулу (1.7) і Рисунок 1.1. \bar{M}_n - граничний момент в пролітному пластичному шарнірі на довжині l ; \bar{M}_{on} - граничний момент в опорному пластичному шарнірі на довжині l :

$$\bar{M}_n = R_{all} F_n z_n; \quad \bar{M}_{on} = R_{all} F_k z_k;$$

F_n - площа перерізу нижньої арматури в пролітному пластичному шарнірі на довжині l ; F_k - площа перерізу верхньої арматури в опорному пластичному шарнірі на довжині l ; z_n і z_k - плечі внутрішньої пари сил відповідно в пролітному і опорном пластичних шарнірах.

При обчисленні z_k слід враховувати, що стисла зона, що відповідає верхній арматурі в опорному пластичному шарнірі, може розміщуватися або частиною, або повністю в капітелях (Рисунок 1.12).

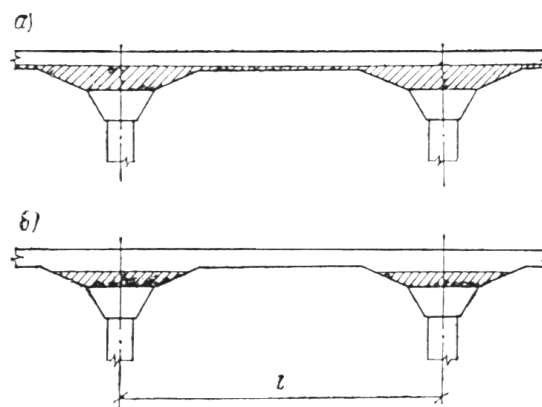


Рисунок 1.12 - Положення стислої зони в опорних пластичних шарнірах при смуговому руйнуванні перекриття
а - в плиті і капітелях; б - в капітелях

Величина f_n определяется при смуговому руйнуванні перекриття, як максимальний прогин від навантаження p_n середини смуги зламу відносно площини, що проходить через кути пролітної плити.

З деяким допущенням приймається, що кривизна в зламі перекриття однакова по довжині пластичного шарніра.

Прогин f_n обчислюється, користуючись методами будівельної механіки, по значеннях кривизни $\frac{1}{\rho}$. Він визначається як момент від фіктивного розподіленого навантаження, епюра якого чисельно дорівнює епюрі кривизни. При цьому кривизну елемента в пластичному шарнірі рекомендується обчислювати, по формулі (1.13), а в інших перерізах згідно з вказівками діючих ДБН.

При розрахунку пролітної плити, працюючої без тріщин, т. е. при $q < p_T$ можна користуватися формулами (1.22) і (1.24), підставляючи в них, замість p_T , відповідні значення q .

1.2.3 Розрахунок конструкцій по розкриттю тріщин

Ширина розкриття тріщин елементів безбалочних конструкцій обчислюється по зусиллях, що отримуються із статичного розрахунку каркаса на розрахункові навантаження при коефіцієнті перевантаження, рівному одиниці.

Перевірка ширини розкриття тріщин робиться відповідно до вказівок діючих будівельних норм і правил на проектування залізобетонних конструкцій. При цьому для плит, працюючих в двох напрямках, напруга в розтягнутій арматурі рекомендується визначати по формулі

$$\sigma_a = \sigma_{aT} + (R_{all} - \sigma_{aT}) \frac{p - p_T}{p_n - p_T}, \quad (1.26)$$

де σ_{aT} - напруга в розтягнутій арматурі у момент утворення тріщин

$$\sigma_{aT} = \frac{M_T}{h_0(1 - 0,5\xi)F_a}; \quad (1.27)$$

M_T - момент на одиницю ширини даного перерізу при утворенні тріщин, який для прямокутного перерізу виражається формулою (1.8); F_a - площа перерізу розтягнутої арматури на одиницю ширини перерізу; λ - відносна висота стислої зони бетону, визначується по ДБН В.1.2-2:2006.

Величини p_T , p і p_n у формулі (1.26) мають ті ж значення, що і у формулі (1.11).

1.2.4 Типи і розрахунок сполучень збірних конструкцій

При сполученні залізобетонних елементів збірних безбалочних конструкцій зусилля від одного елемента до іншого рекомендується передавати через стькуемую робочу арматуру, сталеві заставні деталі і накладки, заповнені бетоном шви, бетонні шпонки.

Зусилля, що виникають в незамоноличенних сполученнях у стадії монтажу конструкції, рекомендується сприймати сталевими сполучними елементами (деталіями) і зварними швами.

Сполучення збірних безбалочних конструкцій можуть виконуватися двох типів.

У сполученнях першого типу для сприйняття перерезуючих сил використовуються шпонки, що утворюються бетоном замоноличивання (рисунок 1.13 і 1.14).

Сполучення другого типу характерні облаштуванням консолей або полиць в якості опор для примикаючих елементів (рисунок 1.15).

Можлива також змішана конструкція сполучення, що містить елементи обох цих типів.

Рекомендується переважно застосовувати сполучення першого типу, що дозволяють використати безконсольні колони завдовжки на декілька поверхів і порівняно просто утворювати гладкі стелі.

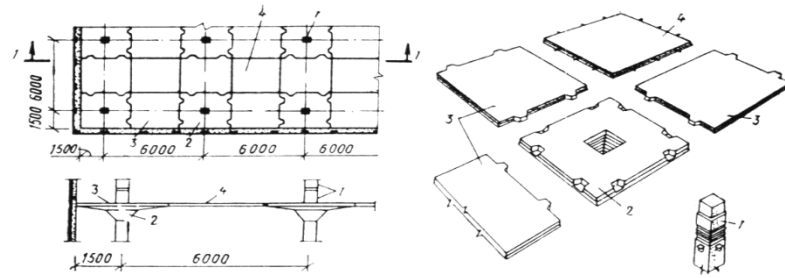


Рисунок 1.13 - Збірна безбалочная конструкція із сполученнями шпон елементів

1 - колони; 2 - капітелі; 3 - надколонные (міжколонні) плити; 4 - пролітні плити

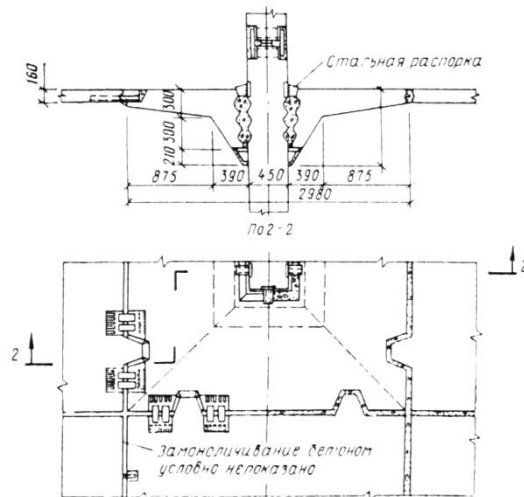


Рисунок 1.14 - Вузол сполучень конструкції

Сполучення капітелі з колоною проектується жорстким, здатним сприйняти моменти, що вигинають, поперечні сили і сили зрушення. Розрахункові схеми такого сполучення приведені на рисунках 1.16 - 1.18.

При розрахунку слід враховувати, що моменти, що вигинають, діючі в сполученні, викликають зусилля, що обтискають бетон замоноличивання. Сприятливий вплив на роботу бетону замоноличивання робить також капітель, що створює ефект обійми.

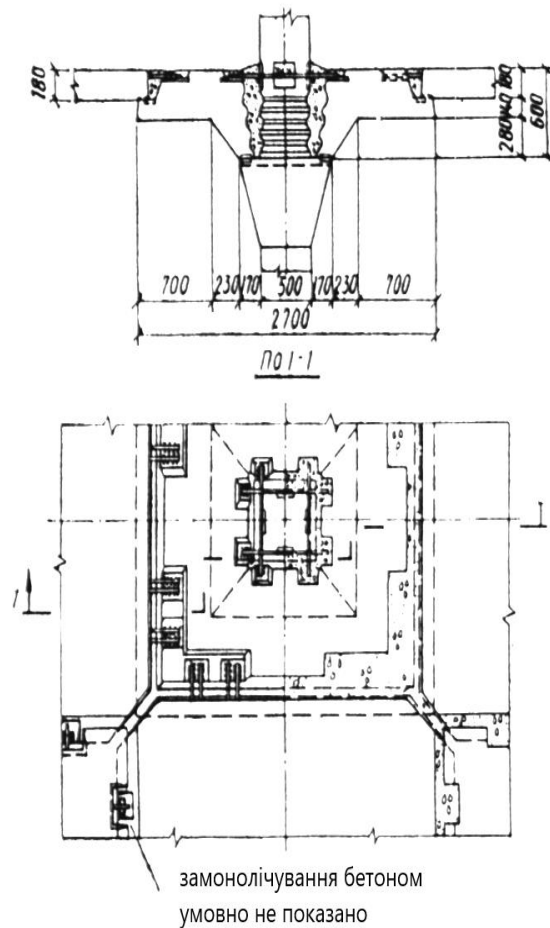
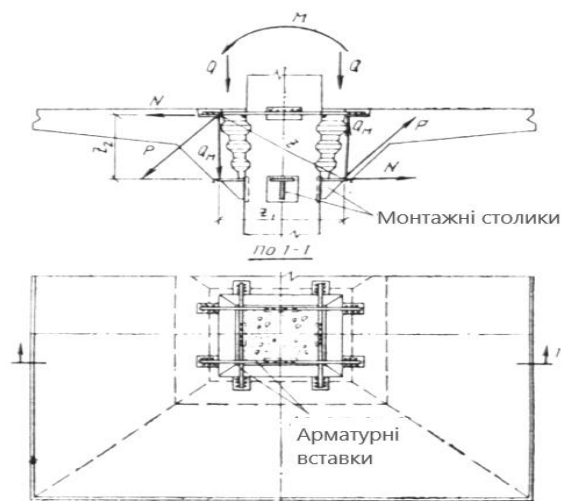


Рисунок 1.15 - Вузол сполучень безбалочної конструкції серії 1.420-4



Малюнок 1.16 - Розрахункова схема незамоноличеного сполучення капітелі з колоною
 M і Q - зовнішні сили, діючі на сполучення; P , N і Q_M - сили, що виникають в сполученні при дії моменту, що вигинає, M

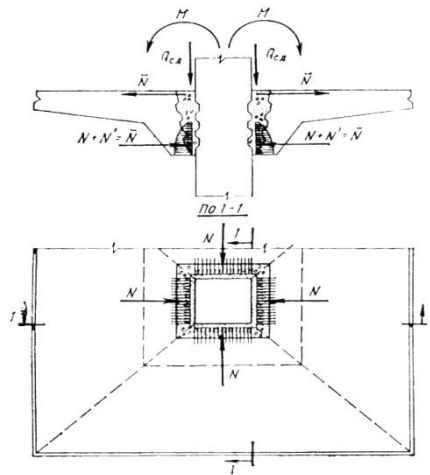


Рисунок 1.17 - Розрахункова схема замоноличеного сполучення капітелі з колоною при симетричному завантаженні

$N + N' = \bar{N} \bar{N}'$ - сили, що виникають в перерізі при дії моменту, що вигинає, M ; N - зусилля, що обтискає бетон замоноличивання тільки в межах сторони перерізу колони

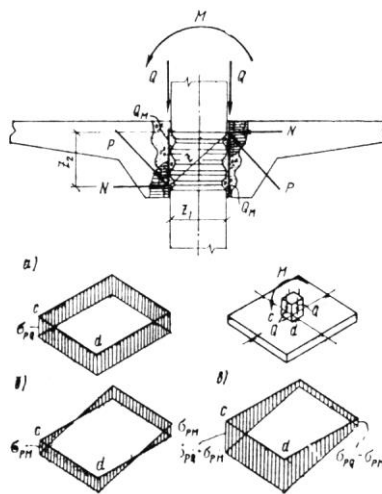


Рисунок 1.18 - Розрахункова схема замоноличеного сполучення капітелі з колоною при несиметричному завантаженні

M і Q - зовнішні сили, діючі на сполучення; P , N і Q_m - сили, що виникають в сполученні при дії моменту, що вигинає, M ; a - епюра напруги в шпонках сполучення при дії поперечної сили Q ; b - те ж, при дії M ; v - сумарна епюра напруги в шпонках сполучення

Розрахунок незамоноличеного сполучення капітелі з колоною робиться на зусилля, визначувані із статичного розрахунку рам каркаса на навантаження, діючі при монтажі конструкцій.

Дія моменту, що вигинає, на сполучення рекомендується враховувати парою сил P з плечем z (рисунок 1.16).

$$M = Pz. \quad (1.28)$$

Сила P розкладається на горизонтальну N і вертикальну Q_M складові.

Зусилля N сприймається арматурними вставками, привареними до заставних деталей капітелі, і через зварні шви передається на заставні деталі колони. Таке ж зусилля передається на монтажні столики або консолі колони, до яких через заставні деталі приварюється капітель.

На монтажний столик або консоль колони діє вертикальна сила, рівна

$$Q_{cd} = Q \pm Q_M, \quad (1.29)$$

де Q - поперечна сила, діюча в сполученні.

Окрім цього, при розрахунку монтажної консолі або столика колони слід враховувати місцевий момент, що вигинає, створюється силою Q_{cd} .

При розрахунку арматурних вставок і монтажних столиків на дію зусилля N величину цього зусилля слід множити на коефіцієнт умови роботи $m_N=1,2$, якщо це призводить до збільшення розрахункового зусилля.

Розрахунок замоноличеного сполучення капітелі з колоною робиться на експлуатаційні навантаження. Зусилля, діючі в сполученні, визначаються із статичного розрахунку рам каркаса :

а) при дії у вузлі зусиль, що не викликають повороту вузла (рисунок 1.17). Зрушуючі сили приймаються рівномірно розподіленими по периметру сполучення і рівними поперечним силам.

Якщо сполучення капітелі з колоною вирішується за допомогою бетонних шпонок (рисунок 1.17), то при вказаній силовій дії розрахунок його робиться з умови

$$Q_{cd} - 0,7N \leq 2R_p l_{ш} h_{ш} n_{ш} m_{об}, \quad (1.30)$$

де Q_{cd} - зрушуюча сила, що передається через шпонки; R_p - розрахунковий опір бетону розтягуванню для бетонних конструкцій; $l_{ш}$ - довжина шпонки; $h_{ш}$ - висота шпонки; $n_{ш}$ - число шпонок, що вводиться в розрахунок; при розрахунку на перерезуюче зусилля $n_{ш}$ повинно бути не більше трьох; шпонки, розташовані в розтягнутій зоні в крайній третині висоти перерізу, що розраховується, не враховуються; $m_{об}$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив обойми - капітелі, рівний 1,15; N - сила, перпендикулярна площині шва, обтискає бетон замоноличивання.

По моменту, що вигинає, в цьому перерізі встановлюється висота стислої зони бетону; по площі частини стислої зони, яка розташовується в межах ширини колони, визначається сила N , що обтискає бетон замоноличивання сполучення. При різних марках бетону збірного елемента і замоноличивання сполучення розглядається приведений переріз конструкції.

Величина $0,7N$, що вводиться в розрахунок, повинна задовольняти умові

$$0,7N \leq 0,5Q_{cd}.$$

Глибину шпонки рекомендується визначати по формулі

$$\delta_{ш} \geq \frac{Q_{cd} - 0,7N}{R_{пр} l_{ш} n_{ш} m_{об}} \quad (1.31)$$

де Q_{cd} , N , $l_{ш}$, $n_{ш}$ і $m_{об}$ - мають ті ж значення, що і у формулі (1.30); $R_{пр}$ - розрахунковий опір бетону стискуванню (призмova міцність) для бетонних конструкцій.

За умовами (1.30) і (1.31) слід перевіряти як шпонки, утворені бетоном замоноличивання сполучення, так і шпонки збірного елемента.

б) при дії у вузлі зусиль, що викликають поворот вузла (рисунок 1.18), зрушуючі сили складаються з поперечних сил і сил від дії моменту, що вигинає.

Дія на сполучення моменту, що вигинає, викликає поворот вузла, рекомендується враховувати, парою сил P з плечем z (рисунок 1.18).

Сила P розкладається на горизонтальну N і вертикальну Q_M складові.

Зусилля N , обтискаючи бетон замоноличивання сполучення, передається на колону.

По найбільш навантаженій грані сполучення діє вертикальна зрушуюча сила $Q_{cd} = Q + Q_m$ де Q - поперечна сила по грані сполучення.

При рішенні сполучення капітелі з колоною за допомогою бетонних шпонок (Рисунок 1.18) розрахунок його робиться з умови

$$Q_{cd} - 0,7N \leq 2R_p h_{ш} n_{ш} (l_{ш} k_1 + l'_{ш} k_2) m_{об}, \quad (1.32)$$

чи

$$\sigma_{pQ} = \frac{Q - 0,7N k_1}{2l_{ш} h_{ш} n_{ш} m_{об}}; \quad (1.33)$$

$$\sigma_{pm} = \frac{Q_m - 0,7N k_2}{2l'_{ш} h_{ш} n_{ш} m_{об}}; \quad (1.34)$$

$$\sigma_{pQ} + \sigma_{pm} \leq R_p, \quad (1.35)$$

де σ_{pQ} - напруга у бетоні шпонок при дії поперечної сили Q ; σ_{pm} - напруга у бетоні шпонок при дії сили Q_m , створеної в сполученні моментом, що вигинає; $l_{ш}$, - довжина шпонки по найбільш навантаженій грані сполучення; $l'_{ш}$ - довжина шпонки, через яку передається сила Q_m ; при квадратному перерізі колони $l'_{ш} = 1,5 b$ (b - сторона перерізу колони); R_p , $h_{ш}$, $n_{ш}$, $m_{об}$, - мають ті ж значення, що і у формулі (1.30);

$$k_1 = \frac{Q_{cd} - Q_m}{Q_{cd}} = \frac{Q}{Q_{cd}};$$

$$k_2 = \frac{Q_{cd} - Q}{Q_{cd}} = \frac{Q_m}{Q_{cd}};$$

По моменту, що вигинає, діючому по осі вузла, встановлюється висота x стислої зони по грані сполучення : ширина стислої зони приймається рівній ширині колони.

Величини z , N і x визначаються методом послідовних наближень (див. приклад розрахунку).

Величина $0,7N$ що вводиться в розрахунок, не повинна перевищувати $0,5Q_{cd}$.

Глибина шпонки визначається по формулі

$$\delta_{ш} \geq \frac{Q_{сд} - 0,7N}{R_{пр} n_{ш} m_{об} (l_{ш} k_1 + l'_{ш} k_2)}, \quad (1.36)$$

де $Q_{сд}$, N , $l_{ш}$, $l'_{ш} n_{ш}$, $m_{об}$, k_1 і k_2 - мають ті ж значення, що і у формулі (1.32); $R_{пр}$ - розрахунковий опір бетону стискуванню (призмova міцність) для бетонних конструкцій.

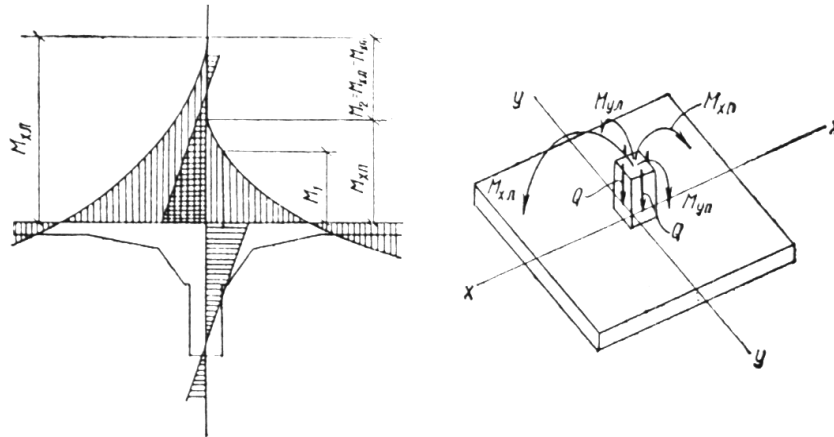


Рисунок 1.19 - Зовнішні сили, діючі на вузол сполучення капітелі з колоною при несиметричному завантаженні

При дії на сполучення навантажень по рисунку 1.19 формул (1.32) і (1.36) для найбільш напруженої грані сполучення набирають вигляду

$$Q_{сд} - 0,7(N_1 + N_2)N \leq 2R_p h_{ш} n_{ш} (l_{ш} k_1 + l'_{ш} k_2) m_{об}; \quad (1.37)$$

$$\delta_{ш} \geq \frac{Q_{сд} - 0,7(N_1 + N_2)N}{R_{пр} n_{ш} m_{об} (l_{ш} k_1 + l'_{ш} k_2)}, \quad (1.38)$$

де N_1 - стискаюча сила, перпендикулярна площині шва, визначувана по моменту M_1 (рисунок 1.19), що вигинає, відповідно до розрахункової схеми по рисунку 1.17 і вказівками розділу «а» справжнього пункту; N_2 - стискаюча сила, перпендикулярна площині шва, визначувана по моменту, що вигинає, рівному M_2 (Рисунок 1.19), відповідно до розрахункової схеми по Рисунок 1.18.

Інші величини, що входять у формули (1.37) і (1.38), мають ті ж значення, що і у формулах (1.32) і (1.36).

Величина $0,7(N_1 + N_2)$ що вводиться в розрахунок, не повинна перевищувати $0,5Q_{co}$.

Умовам (1.32) і (1.36) або (1.37) і (1.38) повинні задовольняти як шпонки, утворені бетоном замоноличивання сполучення, так і шпонки збірних елементів.

Зусилля, що виникають в сполученні, повинні враховуватися при розрахунку елементів конструкції, що сполучаються.

Розрахунок консолей колони в сполученні по рисунку 1.15 рекомендується робити без урахування роботи шпонок.

Сполучення пролітної плити з міжколонними плитами для конструкцій по рисунках 1.13 - 1.15 рекомендується розраховувати тільки на перерезуючі сили.

Сполучення міжколонної плити з капітеллю, що виконується за другим типом в конструкції по рисунку 1.15, розраховується на поперечну силу і момент, що вигинає. При цьому поперечна сила передається на полиці капітелі, а зусилля від моменту, що вигинає, сприймаються бетоном замоноличивання і заставними деталями.

Розрахунок сполучення міжколонної плити з капітеллю конструкції по рисунки 1.13 і 1.14 рекомендується робити з умови, що поперечна сила через виступи надколонної плити передається на заставні деталі капітелі, а зусилля від моменту, що вигинає, сприймаються заставними деталями або накладками і бетоном замоноличивання.

Необхідно розраховувати також зони збірних елементів, що примикають до сполучень, з урахуванням характеру роботи прийнятих сполучень.

Стики колон рекомендується застосовувати жорсткі. Розрахунок таких стиків робиться на внецентренное і косе внецентренное стискування з урахуванням поперечних сил.

1.3 Рекомендації по конструюванню

Для залізобетонних безбалочних конструкцій рекомендується застосовувати переважно важкий бетон проектної марки по міцності на стискування (кубикова міцність) не нижче М 200, а для сильно навантажених колон - не нижче М 300.

При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні може застосовуватися бетон на порисунктих заповнювачах з щільним дрібним заповнювачем.

Залежно від конкретних умов експлуатації конструкції призначаються проектні марки бетону по міцності на розтягування, по морозостійкості і по водонепроникності.

Рекомендації справжнього пункту відносяться і до бетону замоноличивання сполучень збірної конструкції.

В якості ненапруженої робочої арматури слід переважно застосовувати гарячекатану арматурну сталь класу А-400С звичайний арматурний дріт діаметром 3 - 5 мм класу Вр- I і класу В- I (у зварних сітках і каркасах). Марка арматурної сталі призначається залежно від конкретних умов експлуатації конструкції.

У елементах перекритті рекомендується застосовувати робочу арматуру діаметром не більше 20 мм; арматура великих діаметрів допускається при спеціальному обґрунтуванні.

Для монтажних (підйомних) петель збірних елементів повинна застосовуватися тільки гарячекатана арматурна сталь класу А-240 марок ВСтЗсп2 і ВСтЗпс2, а також класу А- II марки 10ГТ. Якщо монтаж конструкцій можливий при температурі мінус 40 °С і нижче, то застосування для монтажних петель сталі марки ВСтЗпс2 не допускається.

Сталь для заставних деталей і сполучних накладок слід призначати відповідно до вимог діючих ДБН і ДСТУ залежно від конкретних умов експлуатації конструкції.

У заставних деталей, працюючих на навантаження, діючі при монтажі конструкції, для сприйняття зрушуючих сил допускається передбачати наполегливі пластини, розміри яких встановлюються розрахунком.

Усі заставні деталі і сполучні елементи сполучень збірних безбалочних конструкцій слід захищати шаром бетону замоноличивання сполучень.

Для робочої арматури товщина захисного шару бетону повинна складати, як правило, не менше діаметру стержня і не менше: 10 мм - в плитах завтовшки до 100 мм включно, 15 мм - в плитах завтовшки більше 100 мм і 20 мм - в колонах.

У збірних елементах перекриттів з важкого бетону марки М 250 і вище за наявності згори шару монолітного бетону або стягування допускається товщину захисного шару бетону для верхньої робочої арматури призначати рівною:

при діаметрі арматури $d \leq 20$ мм - не менше 10 мм

при діаметрі арматури $20 \text{ мм} < d \leq 25$ мм - не менше 15 мм.

Для збірних елементів перекриттів за відмічених вище умов допускається товщину захисного шару бетону для верхньої розподільної і конструктивної арматури приймати рівною 5 мм при товщині елементу до 250 мм включно і 10 мм - при більшій товщині.

У конструкціях будівель з агресивними середовищами товщини захисних шарів бетону повинні задовольняти вимогам відповідних нормативних документів по захисту будівельних конструкцій від корозії. При призначенні товщини захисного шару бетону повинні враховуватися протипожежні вимоги відповідних ДБН.

Ширина швів (проміжків) між елементами збірних перекриттів призначається з умови забезпечення якісного заповнення їх бетоном з ущільненням вібраторами. Вона повинна складати низом не менше 20 мм при елементах заввишки до 250 мм і не менше 30 мм при елементах більшої висоти. При цьому ширину швів зверху при елементах заввишки від 100 до

250 мм рекомендується приймати не менше 50 мм і при елементах заввишки до 600 мм - не менше 100 мм.

У залізобетонних конструкціях з безбалочними перекриттями відстані між арматурними стержнями приймаються відповідно до вимог діючих ДБН.

У сполученнях збірних елементів перекриттів стькуемые стержні допускається групувати на окремих ділянках сполучення (рисунок 1.14 і 1.15).

При сполученні шпони міжколонної плити з капітеллю і пролітної плити з міжколонною збірні елементи в місці передачі перерезуючих сил рекомендується армувати (рисунок 1.20).

Поперечна арматура, що встановлюється в капітелях або плитах в зоні продавлювання, повинна мати надійну анкеровку. Відстань між поперечними стержнями приймається не більше $\frac{1}{3}h$ і не більше 200 мм, де h - висота даного перерізу капітелі або плити. Ширина зони постановки поперечної арматури має бути не менше $1,5h$.

Щоб уникнути місцевих концентрацій напруги в місцях різкої зміни перерізу конструкції (вироби), наприклад у внутрішніх кутах, рекомендується передбачати фаски або закруглення по можливості невеликого розміру, щоб не було потрібне облаштування місцевого армування.

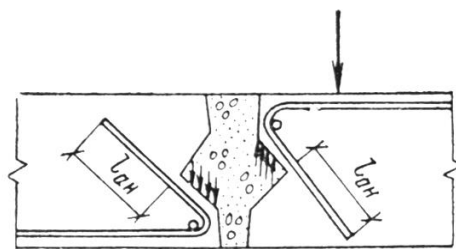


Рисунок 1.20 - З'єднання збірних елементів за допомогою бетонних шпонок

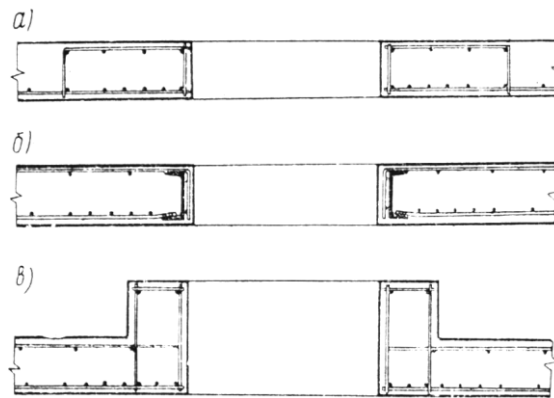


Рисунок 1.21 - Приклади конструювання плит перекриттів в місцях отворів

a - при поодиноких отворах з розмірами до 700 мм; *б* і *в* - при послабленні плити отворами на 50 % і більше або при зосереджених силах, прикладених до країв плити у отвору

Горизонтальна арматура стінок склянки капітелі має бути безперервною, замкнутою по внутрішньому і зовнішньому периметрам склянки; вертикальну арматуру цих стінок слід надійно анкерити в плиті капітелі і нижньої частини склянки.

З метою зменшення розкриття тріщин на контакті монолітного бетону зі збірним у верхній зоні сполучення капітелі з колоною у грані колони рекомендується встановлювати стержні (рисунок 1.15), що армуються.

Поодинокі отвори з максимальним розміром до 700 мм влаштовуються в перекритті без місцевого потовщення плити (рисунок 1.21, а). Послаблення плити отвором слід компенсувати арматурою, що додатково укладається уздовж країв отвору.

Якщо до краю плити, що примикає до отвору, прикладені зосереджені сили, а також у випадках, коли збірна плита істотно ослаблена отворами (на 50 % і більше), рекомендується посилювати плити уздовж країв отворів жорсткою арматурою (рисунок 1.21 б) або передбачати потовщення плит, або облямовувати отвори ребрами (Рисунок 1.21 в).

Жорсткість ребер, що облямовують, має бути не менше жорсткості перерізу ділянки плити, зайнятої отвором.

Потовщення (посилення) частини п'яти, що примикає до отвору, рекомендується виконувати з умови рівності жорсткостей перерізу, ослабленого отвором, і без урахування послаблення.

При прямокутних отворах по кутах цих отворів в плиті слід укласти по 2 - 4 арматурні стержні діаметром 10 - 14 мм, розташовуючи їх в плані під кутом 45° до сторін отвору.

Здатність плит, що несе, з отворами визначається розрахунком.

РОЗДІЛ 2

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ І ПРОЕКТУВАННЯ БЕЗБАЛОЧНИХ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ

2.1 Загальні стани

Конструкція безбалочних перекриттів була запатентована в США в 1902 році. Перша будівля в Росії з такими перекриттями була побудована в Москві в 1908 році, під керівництвом інженера А.Ф.Лолейта [1]. Першими інженерами, що звернули свою увагу на проблеми розрахунку таких перекриттів були : Дж. Р. Николсон (1914 р.), Вестергарда і Слейтера (1925 рік)[2]. У нас перші розрахункові обґрунтування були дані в 1933 році А.А.Гвоздевым і В. І.Мурашевым [3]. Капітелі з конструкції стику уперше були виключені в 1940 році Джозефом Ди Стасіо. У СРСР перше бескапительное перекриття було використане в 60-х у Владивостоку. При розробці методики розрахунку брали участь багато інженерів, у тому числі були використані теоретичні розробки В. И.Мурашева. Результати теорії і практики розрахунку таких перекриттів були закріплені в 70-х нормативними документами [4] і [5]. На теперішній час ці два документи є основними, регламентуючими розрахунок бескапительных безбалочных перекриттів. Після набуття чинності їх виділилося декілька напрямів подальшого вдосконалення методів розрахунку. Оригінальну методику запропонував проф. Карпенко Н.И [6] і [7]. Активні дослідження в різні роки проводилися науковими школами проф. Залесова А.С. [8] і [9], проф. Рочняка О. А. [10], проф. Васильєва П. І. [11]. Неоцінимий внесок у розвиток МКЭ у будівельній механіці і теорії пружності, як інструменту вирішення проблеми, вніс Л.А.Розин. Роботи зараз тривають, у тому числі і політехніками, такими як проф. Беловим В. В., Лалиным В. В.

Основні принципи конструювання перекриттів з капітелями були сформульовані ще до 50-х років ХХ століття. Серед безлічі пропозицій

найцікавішою можна назвати так званий «КУБ» (каркас уніфікований безбалочный), розроблений колективом інженерів НИИЖБ в Москві. Проте жодна з розробок не вийшла в масову серію. У СРСР безбалочные перекриття масово застосовувалися тільки на будівництві промзданий (по [12]). При цьому використовувалася збірно-монолітна технологія зведення. Нині при розвитку монолітного житлового будівництва питання конструювання вирішуються при робочому проектуванні, єдине технічне рішення відсутнє.

Проте питанням застосування сучасних програмних комплексів для вирішення таких завдань, останнім часом не приділялося досить уваги. Зараз вирішення згаданої наукової проблеми немає, оскільки на момент досліджень вказаних вище авторів завдання в такій формі не ставилося.

У цьому розділі досліджувався стик колони і плити монолітного безбалочного бескапительного перекриття. Об'єкт дослідження був представлений у вигляді логічної моделі. Інструментом дослідження став метод кінцевих елементів (МКЭ/FEM).

2.2 Основні види конструктивних рішень безребрих перекриттів

Нині виділяють наступні типи конструктивних систем багатопверхових каркасних будівель з плоскими перекриттями:

- Монолітний каркас з «розподільним» армуванням плит перекриттів арматурними сітками
- Монолітний каркас з армуванням «ригеля» плит перекриттів об'ємними арматурними каркасами
- Збірно-монолітні каркаси

Усім типам приведених перекриттів властиво досить істотні недоліки. Так збірно-монолітні каркаси вимагають нестандартного підходу з точки зору технології і організації робіт по монтажу. Прикладом може служити каркас серії Б1.020.1-7, розроблений у БелНИИС, м. Мінськ (див. мал. 2.1).



Малюнок 2.1 - Фрагмент збірно-монолітного каркаса серії Б1.020.1-7

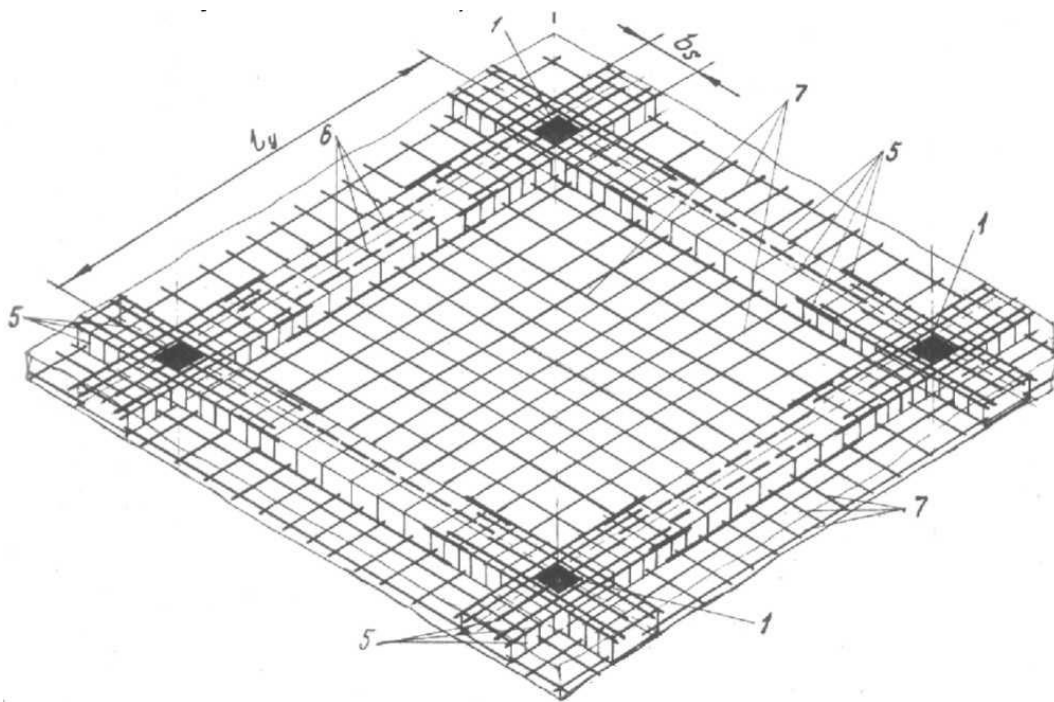
Роботи по зведенню будівель з таким каркасом вимагає специфічної навички робітників на будмайданчику, що в сучасних умовах не завжди є присутнім.

Основною проблемою монолітного каркаса з армуванням «ригеля» є те, що при порівнянних значеннях кроків колон (за різними оцінками - відношення кроків від 1:1, 4-1,6 і менше - по [12]) картина розподілу внутрішніх зусиль в плиті опиняється дуже далекою від епюри матеріалів характерної для кесонних перекриттів. На думку ряду авторів, наприклад [12], такий підхід до конструювання, коли роботу будь-якої плити намагаються зводити до балочної схеми, є помилковим. Зрештою це приносить зниження експлуатаційних і техніко-економічних показників конструкції. Схему такого армування можна побачити нижче на мал. 2.2.

У цій роботі розглядаються монолітні залізобетонні каркаси з відношенням кроків колон що набуває значень від 1:2 до 1:1. При цьому приймається «розподільна» схема армування плит.

Нарешті останній варіант - монолітний каркас з «розподільним» армуванням. Сіткове (а не балочне) армування такого каркаса призводить до

того, що епюра матеріалів елемента точніше, в порівнянні з попереднім варіантом, повторює контур розподілу внутрішніх зусиль в плиті.



Малюнок 2.2 - Схема армування ригеля просторовими каркасами:

1 – місце примикання колони; 5 - верхнє подовжнє армування прихованої балки; 6 - нижнє подовжнє армування балки; 7 - армування плити

Проте, багато дослідників цієї проблеми, наприклад, Симбиркин В. Н. (ЦНИИСК ім. В. А. Кучеренко) що виступав з доповіддю на конференції в СПбГПУ ИСФ, відмічає ряд недоліків таких перекриттів :

- Підвищена витрата арматури (невідповідність принципу концентрації арматури)
- Відсутнє однозначне рішення проблеми продавлювання плит перекриття колонами (нетехнологічність установки поперечної арматури)
- Відсутнє однозначне рішення проблеми забезпечення необхідної трещиностійкості
- Не вирішено до кінця питання деформативності

Розрахунок конструкції в двох останніх випадках ведеться по II групі граничних станів, у відповідність з [13]. І ці дві проблеми не є предметом

розгляду цієї роботи. Усі дані заходи спрямовані на рішення перших двох проблем.

2.3 Основні види розподільних систем

Передусім, безребристые перекриття ділять на капітельні і бескапительные. У цій роботі нас цікавитимуть тільки бескапительные конструкції. Подальша класифікація в офіційних джерелах практично відсутня. Проте досить широке використання подібних конструкцій в останні 5-10 років все-таки привело до виникнення термінології і класифікації.

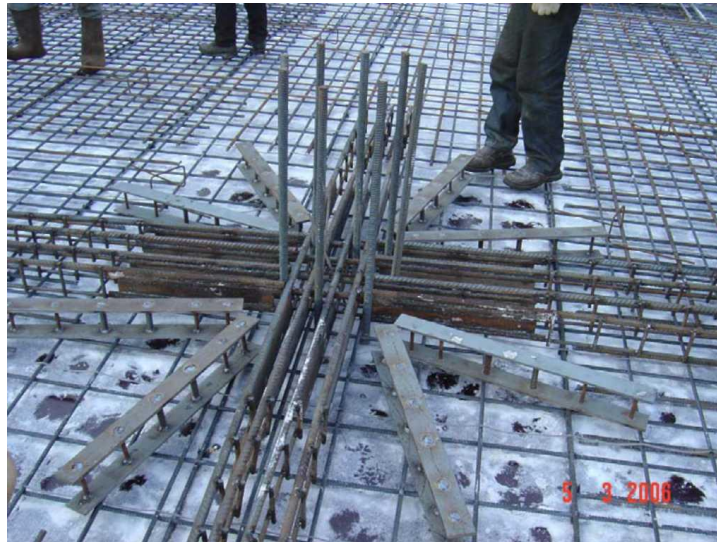
Одним із засадничих термінів є поняття розподільної системи. Авторство цієї назви приписується Л.Л.Кукше. У найзагальнішому випадку це особлива арматурна група і (чи) спеціального виду заставна деталь.

На підставі проведеного огляду існуючих рішень по конструюванню даного вузла класифікація може бути проведена за наступними ознаками:

- По вживаних матеріалах - распредсистемы із застосуванням жорсткої арматури і без неї
- За схемою армування - спрямовані, коли епюра матеріалів распредсистемы має форму, близьку до еліптичної з відношенням головних осей від приблизно 1/1,4, і ненапрявлені
- За схемою розташування додаткової поперечної арматури - з додатковим поперечним армуванням в радіальному напрямі і додатковим балочним армуванням

На представленому малюнку зображена ненапрявлена распредсистема з жорсткою арматурою і радіальним додатковим поперечним армуванням.

Приведена система класифікації базується у тому числі на проведених в цій роботі досліджень і подальшого аналізу результатів.



Малюнок 2.3 - Розподільна система в місці установки (по В. Д. Кузнецову)

На представленому малюнку зображена ненапрявлена распредсистема з жорсткою арматурою і радіальним додатковим поперечним армуванням.

Приведена система класифікації базується у тому числі на проведених в цій роботі досліджень і подальшого аналізу результатів.

2.4 Модель сполучення колони і перекриття

Об'єктом дослідження в цій роботі виступає стик колони і перекриття у бескапительном перекритті. Методом дослідження моделі для вирішення поставлених завдань є чисельний експеримент. У роботі передбачено проведення трьох груп чисельних експериментів. Вони умовно носять назви: завдання №1 (дослідження поведінки залежності розподілу поперечної сили в площині плити від співвідношення кроків колон будівлі); завдання №2 (оцінка точності визначення методом кінцевих елементів перерезуючих сил на досліджуваній ділянці перекриття); завдання №3 (порівняльний аналіз різних способів звичайно-елементного моделювання досліджуваного вузла конструкції).

Основна ідея досліджень, що проводяться, полягає в тому, що, отримуючи при рішенні розрахункової задачі №1 що цікавляться нас

значення змін напружено-деформованого стану вузла примикання колони залежно від зміни співвідношення кроків колон, в подальших двох завданнях дається оцінка точності розрахунків за використанням способом моделювання і розглядаються інші способи моделювання цього вузла.

Мета рішення першої розрахункової задачі - установка залежності співвідношення головних осей епюри поперечних сил приопорного ділянки перекриття. Другого завдання - оцінка точності отриманих співвідношень за допомогою методу Шварцмана. Мета рішення додаткової другої задачі - оцінка погрішності що виникає із-за стику в розрахунковій моделі різнорозмірних кінцевих елементів (стержнів і пластинів). Мета рішення третин завдання - аналіз інших способів моделювання даного вузла, у тому числі в інших програмних комплексах.

Загальним для усіх досліджень, що проводяться, є завдання складання єдиної розрахункової моделі будівлі, на прикладі якої проводитимуться усі експерименти. У це завдання окрім інших входить формування єдиних граничних умов. Мають бути задані єдині системи зовнішніх зв'язків розрахункових систем, прикладені єдині системи вантажень. Подальші завдання носять суб'єктивний характер для кожної групи експериментів.

Розрахункове завдання №1:

- Необхідно на підставі попередніх перевірочних розрахунків задатися постійним кроком розбиття сітки триангуляції плити перекриття
- Також на підставі попередніх розрахунків - намітити інтервал і крок зміни кроків колон
- Встановити контрольні параметри експерименту
- Провести формування розрахункової схеми, змоделювати граничні умови, провести розрахунок
- Зафіксувати дані, що цікавлять, по кожному розрахунковому випадку, звести результат в підсумкову таблицю

Розрахункове завдання №2:

- Необхідно на підставі серії рішень попередньої задачі вибрати найбільш вигідне співвідношення кроків колон для оцінки точності рішення методом Шварцмана

- У відповідність з методом Шварцмана вибрати кроки розбиття плити перекриття на кінцеві елементи. При цьому для підвищення кількості кроків розбиття використовується ускладнений варіант методу Шварцмана з рівномірно пропорційним зменшенням кроку сітки триангуляції. Отримати не менше 7 розрахункових випадків.

- Встановити контрольні параметри експерименту

- Провести формування розрахункової схеми, змоделювати граничні умови, провести розрахунок

- Зафіксувати дані, що цікавлять, і виконати розрахунок по методу Шварцмана. Отримати точне рішення за контрольними параметрами і величини погрешностей

- Провести додатковий чисельний експеримент за оцінкою погрешностей, що виникають в результаті сполучення в розрахункових схемах кінцевих елементів різної розмірності. Після виконання необхідних розрахунків зробити висновок про величини таких погрешностей по відношенню до перерезуючим сил

Розрахункове завдання №3:

- Сформулювати перелік можливих видів моделювання вузла в комплексі SCAD; серед програм-аналогів виділити найбільш вдалі для моделювання цього вузла і провести аналогічну операцію

- Встановити контрольні параметри експерименту

- Провести формування розрахункової схеми, змоделювати граничні умови, провести розрахунок

- Зафіксувати дані, що цікавлять, по кожному розрахунковому випадку, звести результат в підсумкову таблицю

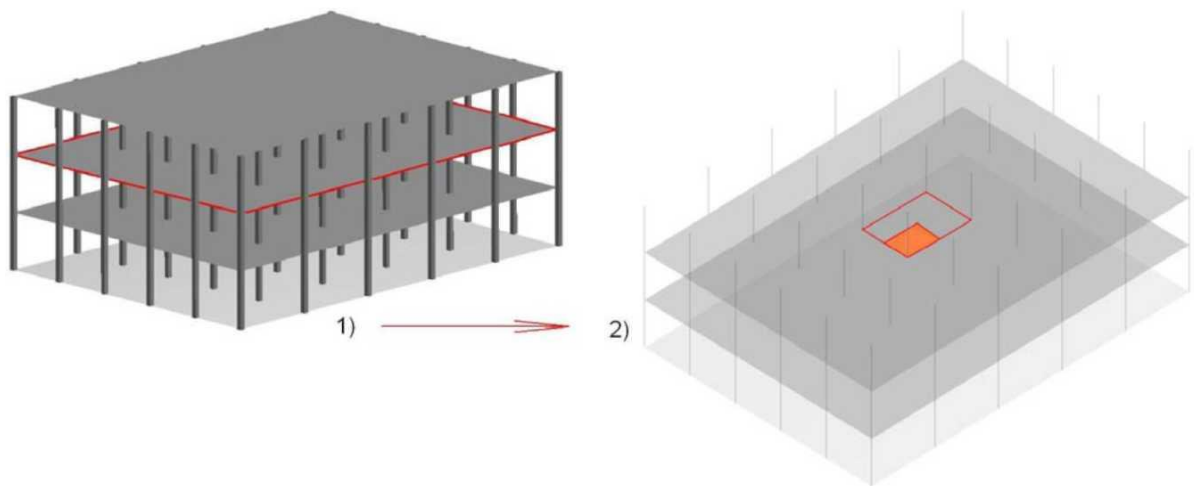
Для вирішення усіх поставлених завдань була сформована розрахункова модель, що є триповерховою будівлею з безбалочними

перекрыттями з монолітного залізобетону. Базовими габаритами моделі є кроки колон в двох взаємноперпендикулярних напрямках. Так, наприклад, для вирішення розрахункового завдання №1 було сформовано 6 моделей з кроками 5 на 5 м, 5 на 6 м, 5 на 7 м, 5 на 8 м, 5 на 9 м, і 5 на 10 м. Ці величини призначалися виходячи з практики будівництва і проектування подібних конструкцій.

Подальша фрагментація розрахункової моделі проводилася виходячи з таких міркувань. У конструйованій будівлі по обох напрямках плити перекрыття знаходилися по 6 колон (чи 5 прольотом). Як відомо з будівельної механіки, існує поняття п'ятипролітної схеми, при якій у разі рівномірного вантаження нерозрізної балки з числом прольотів більше 5, внутрішні прольоти, віддалені від країв балки більш ніж на 2 прольоти мають однакові епюри внутрішніх зусиль (M , що вигинає момент, і поперечну силу Q). Застосовність цих правил до цього завдання можна пояснити тим, що при використанні як розрахунковий алгоритм методу замінюючих рам, ригелі рам практично утворюють багатопролітну балку. Тому подальша фрагментація здійснювалася шляхом виділення п'ятого прольоту в обох напрямках. У відповідність з симетрією типових прольотів далі можна було залишити в розгляді тільки їх половини. Усі подальші дослідження поведінки груп внутрішніх зусиль в перекрытті проводилися для цього кінцевого фрагмента.

Побудова розрахункової схеми здійснювалася за допомогою алгоритмів комплексу SCAD Office. Серед особливостей розрахункової схеми, окрім інших, можна виділити:

- Жорстке закріплення фундаментної плити
- Відсутність в конструктивній схемі будівлі ядер жорсткості
- При дослідженні поведінки внутрішніх зусиль від геометричних параметрів будівлі відмова від побудови навантажень у формі розрахункових поєднань зусиль (введення одного сукупного навантаження)
- Усе завдань вирішувалися без урахування нелінійності



Малюнок 2.4 - Розрахункова модель і її фрагментація. Перехід: 1 - будівля (перекриття) - 2 - плита (досліджувана область)

До інших можна віднести усю зневагу і спрощення, властиві МКЕ і алгоритмам програми SCAD, що є однаковими для будь-якого подібного завдання.

Інструментом дослідження моделі був метод кінцевих елементів, реалізований в комплексі SCAD Office. Метод реалізує принцип дискретизації розрахункової моделі. Континуальна модель замінюється дискретної з кінцевим числом мір свободи. Процес формування розрахункової схеми з моделі споруди здійснюється за допомогою програмного препроцесора ФОРУМ. В результаті, представлена на мал. 2.4 модель будівлі, де конструктивні елементи (колони, переkritтя) представлені у вигляді контурних елементів, трансформується в розрахункову схему, де кожен конструктивний елемент будівлі розбивається на кінцеві елементи. Крок розбиття моделі кінцевими елементами для вирішення першої з поставлених завдань визначається серією попередніх перевірочних розрахунків і досвідом рішення подібних завдань (наприклад, описано в [20]). Вид розрахункової схеми представлений на рис 2.4.

Для фіксації результатів подальших експериментів вимагається ввести в розгляд теоретичну модель процесів, що відбуваються. Необхідність в

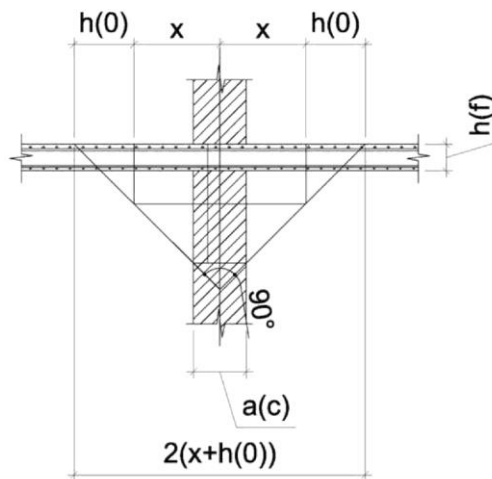
розгляді цього питання виникла внаслідок того, що існуючі теоретичні передумови в нормах розраховані на інші розрахункові схеми. Так, наприклад, продавлювання у вказаних нормах входить до групи розрахунків на місцеву дію. І у випадку з локальним продавлюванням плити перекриття колоною про місцеву дію ще можна говорити, то в нелокальному випадку розрахункова схема чистого зрізу вже не відповідає дійсності.

При формуванні моделі деформації були зроблені наступні допущення:

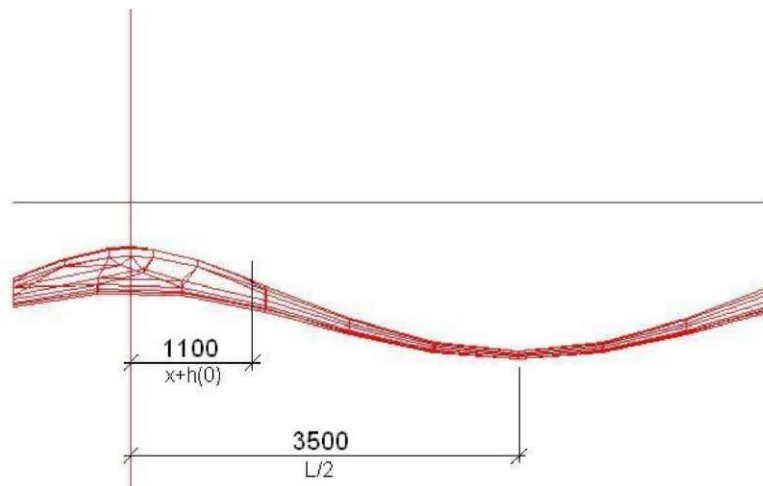
- В якості теоретичної основи запропонованої моделі деформації плити перекриття в приопорній зоні прийнятий так званий консервативний підхід. Тобто розрахунок на поперечні сили і моменти, що вигинають, проводиться окремо один від одного;
- При усіх співвідношеннях кроків колон каркаса, розглянутих в роботі, подовжнє армування, яке розраховується на сприйняття моментів, що вигинають, прийняте однаковим;
- При обліку нагельного ефекту умовно вважається, що 50% площі подовжнього армування приопорної зони перекриття працює на зріз і 50% на розтягування. При цьому в розрахунок вводиться та, що тільки становить від роботи на зріз;
- При обліку роботи жорсткої арматури на зріз в якості характеристики міцності береться не межа міцності, а межа плинності стали. Втрата здатності профілю, що несе, від дії дотичної напруги;
- Не враховується робота бетону на зріз по утвореній профілем жорсткої арматури шпонці;
- Не враховується подовжнє зчеплення жорсткої арматури з бетоном (як і попереднє - йде в запас здатності, що несе);
- Схема руйнування плити у відповідність з класифікацією В. М.Бондаренко є характерною для тонкостінних оболонок від домінуючої дії перерезуючих сил;
- Обвалення перекриття в приопорній зоні відбувається по похилому перерізу. Кут нахилу, як було неодноразово експериментальне встановлено і

закріплено нині в нормах, складає 450. У відповідність з допущенням поверхня обвалення є усіченим конусом в тілі плити. Габарити конуса беруться по нормах і рекомендаціях проектування капітельних перекриттів. У них, виходячи з серій проведених експериментів і досвіду будівництва подібних конструкцій, призначається залежно від прольотів плити основа піраміди, воно носить також назву «Розрахункова ширина капітелі». За логікою ДБН нижньою основою усіченої піраміди обвалення бескапительного перекриття повинен стати переріз колони на стику з нижньою поверхнею плити. У пропонованій моделі деформації вузла вважається, що на приопорній ділянці концентрація арматури є достатньою, щоб компенсувати відсутність бетону капітелі. Тому фактично в моделі йдеться не про бескапительну конструкцію, а про перекриття з прихованою капітеллю. У зв'язку з цим поняття про розрахункову капітель для бескапительних перекриттів зберігається. Розрахункову капітель можна побачити на мал. 2.5.

У разі нелокального продавлювання схема переміщень плити в приопорній зоні має характер, приведений на мал. 2.6. По малюнку видно, що внаслідок відсутності жорсткої опорної грані і прикладеної по її краю сили, випадок нагадує зріз, що ідеалізується, тільки наявністю опори у вигляді колони. Тому необхідно розглянути модель сприйняття перерезуючих сил в цій області, яка враховувала особливості роботи цього вузла споруди.



Малюнок 2.5 - Розрахункова капітель



Малюнок 2.6 - Схема переміщень плити по вертикальній осі (Z) на припорном ділянці плити

Пропонована модель заснована на консервативних розрахункових методах, які також лежать в основі діючих норм. Практично пропоновані розрахункові залежності є рекомбінацією розрахункових положень розрахунку міцності на місцеву дію і міцності перерізів, похилих до подовжньої осі елемента. У моделі розглядається колона квадратного перерізу.

У роботі в якості робочої моделі сприйняття припорним ділянкою перерезуючих сил на підставі проведеного аналізу роботи вузла, пропонується внести наступні зміни:

- Окрім роботи поперечного армування, що враховується залежністю, врахувати можливу наявність у вузлі жорсткої арматури і її роботи на зріз. При цьому слід уточнити, що відсутність чистого зрізу не заважає це зробити, оскільки в пропонованих конструкціях распредсистем хоч і робляться спроби збільшити зчеплення металевого профілю з бетоном в подовжньому напрямі, успішність таких заходів не перевірялася і підлягає великому сумніву. В якості робочих профілів в цих вузлах застосовують спарений тавр або двутавр (~№12). Полиці двутавра в готовій конструкції утворюють своєрідні шпонки, передавальні вертикальні зусилля на профіль, а великий градієнт перерезуючих сил на приопорном ділянці дозволяє говорити про присутність в ній деформації зрушення. При цьому роботу бетону самої шпонки пропонується не враховувати.

- У співвідношенні не враховується робота на сприйняття перерезуючих сил регулярним подовжнім армуванням. Параметри цього армування підбираються виходячи з моментів даної зони, що вигинають. Враховуючи стандартні параметри зчеплення цього армування з бетоном, пропонується враховувати його як працюючим на зрушення з частковим розтягуванням. Така схема виходить з аналізу переміщень плити в приопорной зоні (наприклад, див. мал. 2.6). Очевидна присутність однієї з сдвигових площин - грані колони. Іншу площину утворює в перших великі градієнти епюри матеріалів сприйняття перерезуючих сил в даній зоні (наприклад, при використанні жорсткої арматури у вузлі або в загальному випадку при наявності спрямованих распредсистем), а в других схема деформації плити (по мал. 2.6).

Найбільшою проблемою при розгляді такого варіанту теоретичної моделі є визначення «нечистоти» зрізу, тобто скільки відсотків з 100% площі подовжньої арматури вважати працюючою на розтягування, а скільки на зріз. Оскільки застосування викладеної вище теоретичної моделі є єдиним для усіх чисельних експериментів, що проводяться далі, то на точність розрахунків у відносних одиницях те або інше припущення по процентному

розподілу сприйняття зрушення і розтягування впливати не буде. Тому, на підставі аналізу роботи подовжньої арматури приопорної зони задамося наступним розподілом: на опір зрушенню працюватиме 50% площі арматури. Це значення входить в діапазон, встановлений при проведенні безлічі експериментів, спрямованих на дослідження нагельного ефекту. Робота бетону на зріз не враховується.

За умовами експериментів, що проводяться, були задані наступні фіксовані параметри даного вузла :

- Габарити плити і колон, прочностные характеристики вказані в п.2.4
- По попереднім розрахунком для усієї приопорної зони призначено наступне подовжнє армування. Верхній пояс - сітка, крок 100, Ø16 АІІ; нижній пояс - сітка, крок 100, Ø12 АІІ

Мета рішення задачі полягає в пошуку функціональної залежності одного з параметрів внутрішніх зусиль плити (перерезуюча сила Q) перекриття від її базового співвідношення геометричних параметрів (відношення кроків колон).

У розрахунковому завданні №1 використовується універсальна модель будівлі, описана в п. 2.4. Шляхом проведення попередніх розрахунків в якості робочого кроку сітки триангуляції кінцевих елементів було вибрано значення 0,768 м. Таке нерівне значення пояснюється зіставленням з подальшими експериментами. Для проведення чисельного експерименту було сформовано 6 розрахункових схем з ідентичними граничними умовами. Загальними для усіх схем були параметри:

- Тип схеми - система загального вигляду;
- Крок сітки розбиття на кінцеві елементи контурного елемента (плити перекриття) - 0,768 м;
- Крок розбиття контура плити - 0,6 м;
- Площа досліджуваного контурного елемента - 625 м²;

- Автоматичне моделювання вузла примикання колони і перекриття. У цьому завданні пошук найбільш точного рішення стику не був метою, використовувалося стандартне рішення, запропоноване розробниками SCAD.

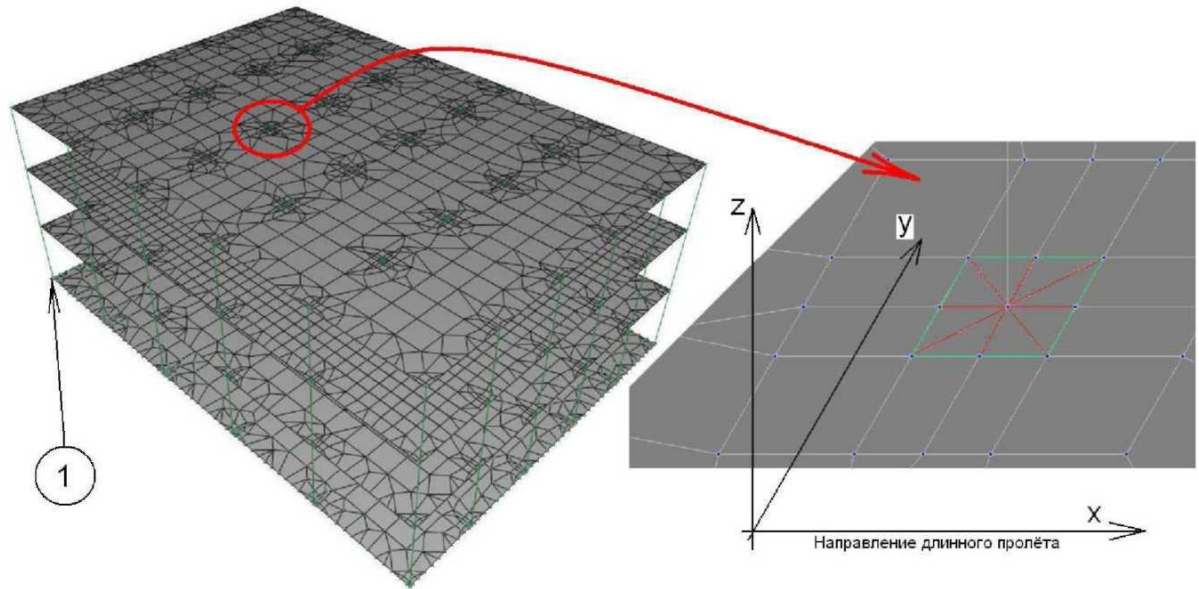
- Мінімальна площа оброблюваного елемента - 0,01 м²;
- Зовнішні зв'язки - закріплення усіх зв'язків у вузлах колон першого поверху;

- Вантаження - в цілях спрощення розрахунків поєднання зусиль не формуються, два навантаження - власна вага і корисна (500 кг/м²) в сукупності складають одне завантаження;

- Жесткостные характеристики елементів - перекриття з бетонної суміші В20 (модуль пружності $E = 2,75 \cdot 10^6$ т/м²) завтовшки 0,2 м.; колони з В25 ($E = 3,06 \cdot 10^6$ т/м²) перерізом 0,4×0,4 м., довгою 4,7 м. Коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$; об'ємна вага - стандартна - 2,5 т/м³.

Нижче, на мал. 2.7 представлений вид однієї з досліджуваних моделей з кроком колон 5×7 метрів. Як видно крок розбиття досліджуваної плити менше аналогічного показника для інших плит. Це зроблено для того, щоб скоротити число елементів розрахунковій схемі. Також це тягне розширення можливостей по подальшому згущуванню сітки в інших розрахункових завданнях. На другій частині малюнка представлена модель стику колони і перекриття, використовувана в цьому розрахунковому завданні і використовувана в усіх завданнях система координат.

Справа показані тільки напрями осей в плиті при виконанні усіх розрахунків. Початок координат знаходився в основі колони 1 поверху, на мал. 2.7 позначено як «1». Напрямок осі «Х» завжди співпадає з напрямом більшого кроку колон. На правій частині малюнка червоним кольором показані стержні перехідної групи елементів, зеленим - автоматично освічений контур колони (400×400 мм.).



Малюнок 2.7 - Вид розрахункової схеми будівлі і фрагментація приопорного ділянки

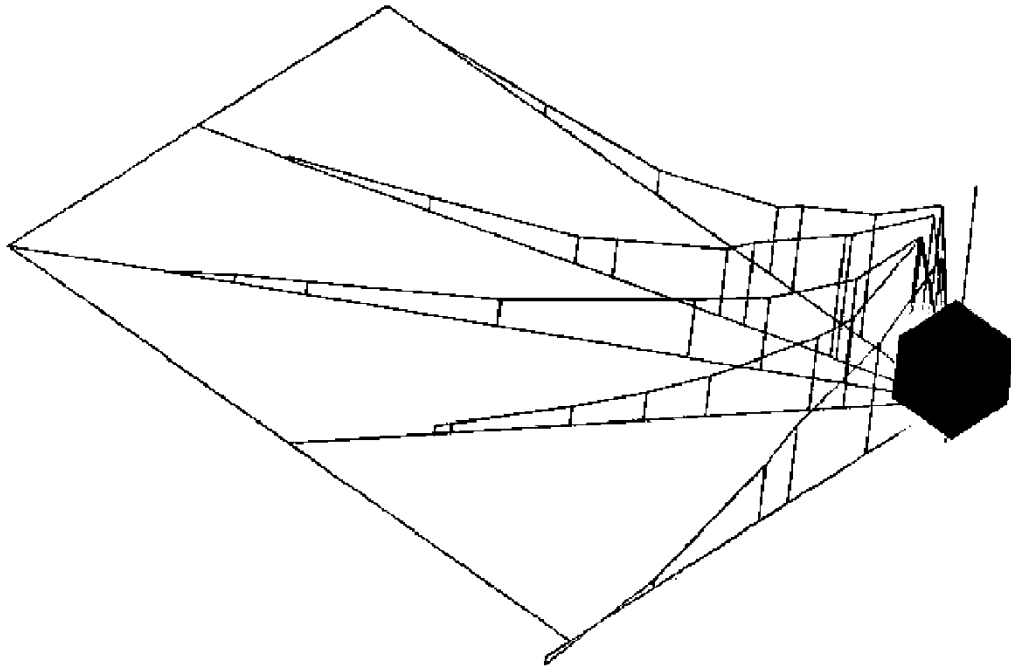
Розрахункова схема формується на підставі положень, вказаних в цьому пункті вище. Прикладається навантаження і формується одне завантаження.

Далі виділяється область плити перекриття, що цікавить нас, над другим поверхом (вказана на мал. 2.4). З неї для подальшої зручності формується група вузлів. Задається первинний єдиний напрям видачі зусиль для пластинів, співпадаюче з напрямом осі X у вказаній системі координат.

Потім виконується перший повний розрахунок із застосуванням стандартних установок параметрів розрахунку. Після завершення розрахунку проводиться аналіз розподілу перерезуючої сили від координати $Q(x)$. По вказаному напрямку видачі зусиль будується епюра. При непопаданні центрів елементів на вісь побудови епюри застосовується лінійна інтерполяція.

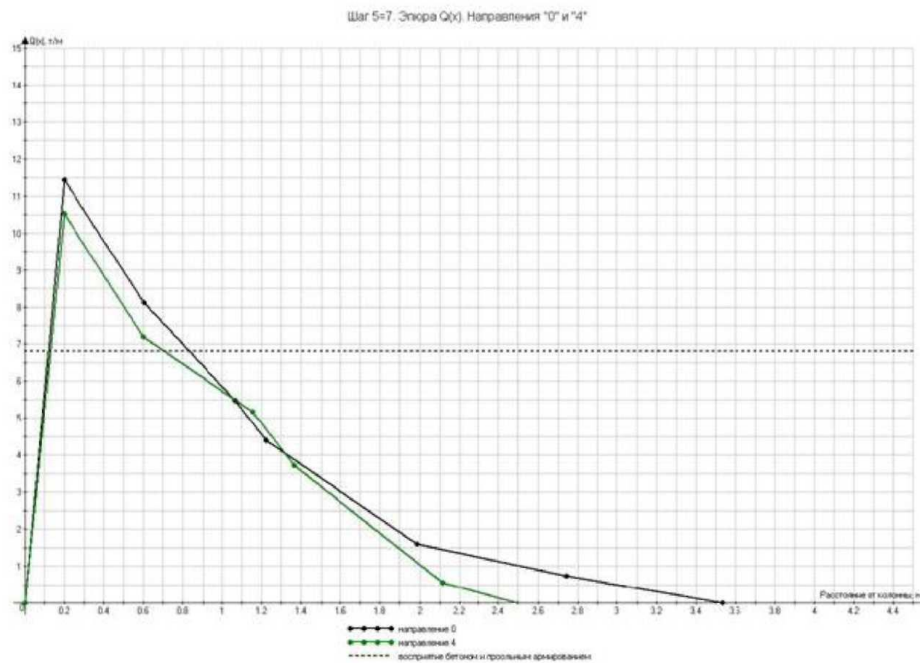
Після цього, повернувшись назад в завдання початкових даних міняємо для відміченої групи елементів напрям видачі зусиль. Воно утворюється вектором, що сполучає центр колони і точку, віддалену від центру колони на половину прольоту у напрямі осі X і на чверть прольоту у напрямі Y . Далі проводиться та ж операція по побудові епюри Q .

Помінявши ще три рази напрям зусиль і перерахувавши три рази розрахункову схему, отримаємо в цілому п'ять розрахункових графіків Q . Вони представлені на мал. 2.8.



Малюнок 2.8 - Вид отриманого тривимірного графіку $Q(x)$ приопорній зони

Тепер можна побудувати базову тривимірну епюру Q , яка фактично будується в полярних координатах. Якщо на цю епюру тепер нанести площину від постійної сприйняття поперечних сил, то отримаємо некомпенсовану епюру поперечних сил приопорній зони плити перекриття (мал. 2.9). З цієї епюри можна узяти співвідношення її головних габаритів (по осях x і y у вказаній системі координат). Узнявши відношення кроків колон, отримаємо одну з точок, необхідних для побудови шуканого графіку.



Мал. 2.9. Некомпенсована епюра поперечних сил приопорной зони плити перекриття

2.5 Висновки

Виходячи з проведених досліджень по напружено-деформованому стану плити бескапительного перекриття можна зробити наступні висновки:

1. При збільшенні відношення кроків колон відношення головних осей епюри поперечних сил приопорной зони міняється нерівномірно залежно від міри віддаленості контрольної точки від осі колони. Так, відношення головних осей по мінімальних значеннях росте практично пропорційно. Але чим ближче ми наближатимемося до грані колони тим більше непропорційною стає ця залежність. Одним з параметрів по якому підбирається розподільна система являється габарит некомпенсованої епюри поперечних сил. Відстежуючи стосунки головних осей цієї епюри можна зробити висновок, що зміна її форми «відстає» від зміни співвідношення кроків колон. Це необхідно враховувати при конструюванні. Фактично це означатиме, що при співвідношенні кроків колон 1 / 2 відношення головних

осей епюри матеріалів розподільної системи має бути менше (виходячи з графіку на рисунку 3.5)

2. Вплив поєднання в одному конструктивному вузлі різнорозмірних елементів (стержнів і плити) впливає на точність визначення поперечних сил в межах 6,5% по граневій силі і 11,2% по габаритах некомпенсованої зони.

3. При побудові розрахункової моделі в програмах звичайно-елементного аналізу вимагається враховувати наявність елементів високої жорсткості. Як показали дослідження наявність таких елементів в розрахунковій моделі може істотно впливати на величину граневій сили. Якщо не враховувати установку у вузлі жорсткої арматури, то распресистема буде підібрана по завищених поперечних силах, що приведе до перевитрати стали в каркасі будівлі

4. Практично в усіх дослідженнях використовується порівняльний аналіз або беруться стосунки необхідних величин. Оперувати з абсолютними значеннями практично неможливо без проведення додаткової перевірки. Висновки на основі абсолютних величин можуть носити приватний характер із-за непередбачуваної поведінки погрішності при визначенні поперечних сил методом переміщень.

РОЗДІЛ 3

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ МОНОЛІТНИХ БЕЗБАЛОЧНИХ ПЕРЕКРИТТІВ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

3.1 Характеристика будівель

Для виконання досліджень за оцінкою напружено-деформованого стану конструкцій будівель (блок 1 і 2) багатоповерхового житлового комплексу зі вбудованими торгово-офісними приміщеннями і підземним паркінгом на перетині вул. Перемоги і бул. Центрального в м. Запоріжжя ТОВ «Інженерно-будівельне підприємство «Форт»» представлені проектні розробки у вигляді архітектурно-будівельних креслень планів поверхів, розрізів будівлі і його фасадів.

Будівлі блоку 1 і 2 мають в основному квадратну форму в плані з розмірами в крайніх осях $27,0 \times 27,0$ м і незначними неоднородностями у вигляді виступів сходових незадимлюваних блоків.

Будівлі мають підземну частину з експлуатованою поверхнею фундаментної плити, підземні поверхи - складського і технічного призначення. Є також двоповерхова в різних рівнях торгово-офісна частина, технічні поверхи між торгово-офісною і житловою частиною будівель, 18 житлових поверхів (18-й поверх виконаний в двох рівнях), технічні поверхи і ліфтові надбудови. Конструктивне рішення - будівлі монолітні залізобетонні з діафрагмами жорсткості, колонами і пилонами, перекриття і покриття - безбалочні монолітні залізобетонні в житловій і частково в торгово-офісній частині, балочні монолітні в підземній частині і частково в торгово-офісній частині будівель, з плитами, опираєми по контуру. Зовнішні обгороджування - стіни з керамічної цеглини з ефективним утеплювачем, опираєми на перекриття. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою жорстких дисків перекриттів із залізобетонними діафрагмами жорсткості, балками, пилонами і колонами каркаса, що є

складною просторовою системою, що несе.

3.2 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

Майданчик будівництва знаходиться в орджоникидзевском районі м. Запоріжжя на перетині вул. Перемоги і бул. Центрального. Рельєф майданчика має ухил у бік р. Дніпро (близько 0,05), абсолютні відмітки денної поверхні в міській системі висот - 49.55 м. Неприятливих фізико-геологіческих процесів і явищ відповідно до даних [38] не спостерігається.

Запорізькою філією укрниинтиз виконані інженерно-геологічні дослідження ґрунтів на цій ділянці. Результати досліджень приведені в звіті [38].

Майданчик будівництва розташований в межах території, де ґрунти проявляють властивості просадчиків від власної ваги і зовнішнього навантаження при замочуванні. Тип ґрунтових умов по просадочности - другий. Характеристики інженерно-геологічного розрізу для майданчика передбачуваного будівництва представлені в [38]. Потужність товщі просадчика на майданчику будівництва складає 14,6.18,4 м, її нижня межа визначається рівнем залягання підземних вод (на глибині 16,1.19,8 м). Максимальна сумарна величина тієї, що просіла при природному тиску складає 26.39 см

Для таких умов рекомендується облаштування монолітної фундаментної плити на свайній основі з проходженням палями усієї товщі просадчика і спирається на непросадочные шари ґрунту. Вплив тієї, що просіла ґрунту при його замочуванні в розрахунках моделюватиметься відсутністю ґрунту під подошвою фундаментної плити і спирається її тільки на палі внаслідок тієї, що просіла ґрунту.

За результатами інженерно-геологічних досліджень і на підставі збору навантажень від будівлі, виконаний розрахунок здатності буройнъекционной палі, що несе. Вага будівель з урахуванням ваги фундаментних плит і без

урахування ваги паль складає відповідно для блоку 1 - 43500 т, для блоку 2 - 42900 т. Усереднений тиск під подошвою фундаментної плити - близько 60 т/м². Здатність палі, що несе, на вертикальне навантаження для завдання на випробування прийнята 140 т. Необхідна кількість паль під подошвою фундаментної плити - не менше 310. Крок паль приймається 1400.1600 мм у напрямі цифрових і буквених осей.

3.3 Характеристика конструктивних елементів будівель

Основа - оскільки на майданчику залягають ґрунти просадчиків II типу, то проектом необхідно передбачити пристрій під будівлями свайної основи. Для облаштування свайного поля застосовуються бурин'єкційні залізобетонні палі круглого перерізу діаметром 620 мм з кроком 1400.1600 мм у напрямі цифрових і буквених осей.

Фундаменти - суцільна монолітна залізобетонна плита по свайному полю завтовшки 1300 мм, яка виконується під усією плямою будівель, включаючи виступи. Бетон класу С20/25.

Колони - монолітні залізобетонні, в нижній частині будівель до рівня поверху на отм. +26,400 - квадратним перерізом розміром 700 × 700 мм, наступні 5 житлових поверхів до отм. +42,900 - перерізом 600 × 600 мм, наступні 5 поверхів до отм. +59,400 - 500 × 500 мм, інші до верху будівель - 400 × 400 мм. Бетон класу С20/25.

Пилоны - монолітні залізобетонні, в нижній частині будівлі до рівня поверху на отм. +26,400 - завтовшки перерізи 400 мм, наступні 5 житлових поверхів до отм. +42,900 - завтовшки 300 мм, наступні 5 поверхів до отм. +59,400 - 200 мм, інші до верху будівель - 150 мм. Бетон класу С20/25.

Діафрагми жорсткості - монолітні залізобетонні, в нижній частині будівлі до рівня поверху на отм. +26,400 - завтовшки перерізи 400 мм, наступні 5 житлових поверхів до отм. +42,900 - завтовшки 300 мм, наступні 5 поверхів до отм. +59,400 - 200 мм, інші до верху будівель - 150 мм. Бетон

класу С20/25.

Зовнішні стіни - в підземній частині передбачені з бетону завтовшки 400 мм, на торгово-офісних поверхах - частково цегляні, завтовшки 400 мм, частково - вітражне скління і легкі навісні панелі, що захищають. У житловій частині будівлі - з керамічної щілинної цеглини завтовшки 250 мм із зовнішнім ефективним утеплювачем.

Внутрішні стіни і перегородки - з комірчастих легкобетонних блоків завтовшки 200 мм.

Перекриття і покриття - монолітні залізобетонні безбалочные завтовшки 180 мм в житловій частині, частково в торгово-офісній частині (2-й поверх) - безбалочные завтовшки 200 мм, в підземній частині і частково в торгово-офісних приміщеннях (1-й поверх) - балочні з плитами, опираєми по контуру, завтовшки 200 мм. В місцях, де розташовані балкони, еркери і виступи сходових майданчиків, передбачено виконання монолітних залізобетонних консольних плит. Бетон класу С20/25.

Пояси - монолітні залізобетонні під перекриттями і покриттями по контуру зовнішніх стін, перерізом 600×400 мм в нижній частині будівлі до рівня поверху на отм. +26,400, наступні 5 житлових поверхів до отм. +42,900 - перерізом 600×300 мм, наступні 5 поверхів до отм. +59,400 - перерізом 600×200 мм, інші до верху будівель - перерізом 600×150 мм. Бетон класу В25.

Балки - монолітні залізобетонні у складі перекриття перерізом 700×400 мм (частина перерізу, що виступає з перекриття, - 500×400 мм). Те, що спирається монолітних балок жорстке, робиться на жорсткості, що несуть залізобетонні діафрагми, монолітні пилони і колони. Бетон класу С20/25.

Покрівля - що м'яка, що наплавляється по стягуванню, виконаному по керамзиту з ухилом, утеплена, по монолітних залізобетонних плитах, із захисним шаром.

Сходові марші і майданчики - монолітні залізобетонні з плитою, що несе, завтовшки 180 мм. Бетон класу С20/25.

Ліфтове і технологічне устаткування - відповідно до паспортів і

сертифікатів.

3.4 Статичний розрахунок будівель

Для перевірки достатності здатності несних конструкцій будівлі, що несе, виконаний розрахунок просторової моделі будівлі з урахуванням його взаємодії з фундаментною плитою на свайній основі.

Для розрахунку використаний програмний комплекс ЛИРА- Windows 9.6, реалізуючий метод кінцевих елементів [8].

Розрахункові моделі взаємодії будівель зі свайною основою представлені на рисуюнок. 3.1.

Монолітні залізобетонні фундаментні плити моделювалися кінцевими елементами типу пластина, що згиналася, на пружній основі. Свайне поле моделювалося кінцевими елементами, що є зв'язком кінцевої жорсткості, що відповідає характеристикам паль-стійок з урахуванням їх прогнозованої опади.

Залізобетонні діафрагми жорсткості і пилони (при співвідношенні розмірів перерізу більше 1:4) моделювалося кінцевими елементами типу балки-стілки загального стану.

Колони і балки перекриттів моделювалися стержневими кінцевими елементами загального стану, плити перекриттів і покриттів - пластинчатими елементами, що згинаються, з розбиттям, що відповідає плануванню приміщень з урахуванням отворів в плитах для ліфтових шахт, сходових клітин, вентиляції і сміттепроводу.

До монолітних залізобетонних плит міжповерхових перекриттів і покриттів прикладалося навантаження, передбачене проектом : власна вага плит і перегородок на них, навантаження від конструкції підлоги, а також тимчасове корисне навантаження. Кліматичні навантаження розраховувалися з урахуванням географічної і кліматичної прив'язки до місця будівництва. Снігове навантаження прикладалося до конструкцій покрівлі з урахуванням

можливості утворення снігових мішків, вітрова активна і пасивна - на зовнішні стіни в напрямках, перпендикулярних площинам зовнішніх поверхонь будівель [30]. Таким чином, розрахунковими завантаженнями прийняті: 1 - постійне навантаження; 2 - тимчасове корисне навантаження на перекриття; 3 - снігове навантаження; 4.7 - вітрова активна і пасивна на кожну грань будівель, 8.9 - повне вітрове навантаження (приведена до еквівалентного статичного навантаження динамічна складова вітрового навантаження для будівель вище 40 м і вище 16 поверхів).

Власна вага фундаментної плити, діафрагм жорсткості, пилонов, колон і балок каркаса, монолітних залізобетонних плит перекриттів і покриттів прикладався програмним комплексом автоматично за характеристиками перерізів елементів, включених в розрахункову модель [39].

В результаті розрахунку отримана деформована схема системи «Будівля - фундаментна плита», а також прогини плит перекриттів і покриття для кожного із завантажень : постійною, корисною, сніговою і вітровими навантаженнями для будівель блоку 1 (рисунок 3.2.3.6) і блоку 2 (рисунок 3.7.3.11). Максимальний сумарний прогин для плити перекриття прольотом 6 м склав 24,83 мм. Гранично допустимий складає $1/200$ величин прольоту, тобто $6000 / 200 = 30$ мм. Максимальне сумарне горизонтальне зміщення верху будівлі складає 56,4 мм. Крен будівлі при його висоті 80 м складає $56,4 / 80000 = 1 / 1418$, що менше гранично допустимого крену $1 / 1000$. Таким чином, деформації будівлі знаходяться в допустимих межах.

За результатами статичного розрахунку визначені розрахункові поєднання зусиль і головна напруга в елементах, що несуть, для оцінки їх міцності за матеріалом.

Для визначення головної напруги використаний модуль ЛІТЕРА програмного комплексу ЛІРА- Windows [39]. Обчислення робилися по розрахункових поєднаннях зусиль. При цьому використані критерії теорії найбільшої головної напруги.

Максимальне значення стискуючої головної напруги для

залізобетонних діафрагм жорсткості і пилонов складає $894,0 \text{ т/м}^2$, що менше гранично допустимого для бетону класу С20/25 - $1450,0 \text{ т/м}^2$. Максимальне значення розтягуючої головної напруги для залізобетонних діафрагм жорсткості і пилонов складає $101,0 \text{ т/м}^2$, що менше гранично допустимого для бетону класу С20/25 - $105,0 \text{ т/м}^2$. Таким чином, міцність за матеріалом залізобетонних діафрагм жорсткості і пилонов від діючих навантажень забезпечена.

3.5 Конструювання елементів безбалочних перекриттів будівель комплексу, що несуть

В результаті розрахунку отримана необхідна площа перерізу робочої арматури на 1 погонний метр плит перекриттів будівель блоку 1 (рисунки 3.12.3.27). Підбір сіток також здійснюємо відповідно до принципу укладання основної сітки по усьому плану плити в нижній і верхній зонах і підбору добірних сіток на ділянках, де це необхідно. При конструюванні плит перекриттів керуватися схемами необхідного армування, приведеними на рисунках 3.12.3.27.

Необхідна площа перерізу робочої подовжньої і поперечної арматури в усіх плитах перекриттів будівель блоків 1 і 2 для нижньої грані плити складає $16,8 \text{ см}^2/\text{мп}$. Приймається арматурна сітка із стержневої арматури (18 А400С з кроком 150 мм в двох напрямках ($A_s = 16,8 \text{ см}^2/\text{мп}$). Для верхньої грані плити необхідна площа перерізу робочої подовжньої і поперечної арматури складає $10,3 \text{ см}^2/\text{мп}$. Приймається арматурна сітка із стержневої арматури (14 А400С з кроком 150 мм в двох напрямках ($A_s = 10,3 \text{ см}^2/\text{мп}$).

По осях колон, пилонов і діафрагм жорсткості в місцях отворів в перекриттях розташовується підтримувальна арматура в нижній і верхній зонах по 2 стержні (16 А400С з $A_s = 4,02 \text{ см}^2$).

В результаті розрахунку отримана також необхідна площа перерізу робочої арматури на 1 погонний метр плит покриттів будівель (рисунки

3.28.3.29). Підбір сіток також здійснюємо відповідно до принципу укладання основної сітки по усьому плану плити в нижній і верхній зонах і підбору добірних сіток на ділянках, де це необхідно. При конструюванні плит покриттів керуватися схемами необхідного армування, приведеними на рисунках 3.28.3.29.

Необхідна площа перерізу робочої подовжньої і поперечної арматури в усіх плитах покриттів будівель блоків 1 і 2 для нижньої грані плити складає $16,8 \text{ см}^2/\text{мп}$. Приймається арматурна сітка із стержневої арматури (18 A400C з кроком 150 мм в двох напрямках ($A_s = 16,8 \text{ см}^2/\text{мп}$). Для верхньої грані плити необхідна площа перерізу робочої подовжньої і поперечної арматури складає $10,3 \text{ см}^2/\text{мп}$. Приймається арматурна сітка із стержневої арматури (14 A400C з кроком 150 мм в двох напрямках ($A_s = 10,3 \text{ см}^2/\text{мп}$).

По осях колон, пилонов і діафрагм жорсткості в місцях отворів в покриттях розташовується підтримувальна арматура в нижній і верхній зонах по 2 стержні (16 A400C з $A_s = 4,02 \text{ см}^2$).

3.6 Правила безпеки при обстеженні будівельних конструкцій

Організація робіт по технічному обстеженню будівель забезпечує їх безпеку. При цьому усі небезпечні для людей зони мають бути позначені знаками безпеки, попереджувальними написами і плакатами. Постійно діючі небезпечні зони мають бути обнесіні захисними обгороджуваннями, що задовольняють вимогам ДСТУ.

Перед початком обслідицьких робіт відповідальний за виробництво робіт показує виконавцям місця обстеження і безпечні шляхи переміщення, крім того, він повинен забезпечити пристрій в необхідних місцях міцних настилів, драбин, проходів, а також достатнє освітлення проходів і місць обстеження.

Особи, що виконують роботи по технічному обстеженню будівель, забезпечуються перевіреними і випробуваними запобіжними поясами із

страхуючими канатами, а при роботі на даху — додатково нековзним взуттям; у всіх випадках обов'язкове носіння захисних касок.

Якщо при технічних обстеженнях частин і елементів будівель створюється небезпека для осіб, що виконують цю роботу, відповідальний за виробництво обслідувальних робіт вживає заходи по попередженню небезпеки і припиняє працю до її усунення.

При незадовільному стані карнизів, поясів, наличників, штукатурки, балконів, перемичок, кладки стін і т. д., а також за наявності нависаючих полоїв, бурульок роботи біля вказаних ділянок стін не дозволяються.

Роботи по технічному обстеженню аварійних частин будівлі слід робити тільки після проведення відповідних охоронних заходів; перелік охоронних заходів в кожному випадку повинен визначатися комісією у складі фахівців від організації, що виробляє обстеження, замовника і будівельної організації.

Обстеження будівель, що плануються до ремонту або знаходяться в ремонті, виконується тільки після попередження і узгодження з технічним персоналом і виконавцями організації, яка виконуватиме ремонт.

При технічному обстеженні будівель використання світильників з відкритим полум'ям в якості штучного джерела світла забороняється. Підйом на поверхи і горища допускається тільки по внутрішніх сходах або драбинах з відповідними обгороджуваннями.

Робота з випадкових засобів підмошування при цьому не допускається, а ліси і подмости повинні відповідати вимогам відповідних правил пристрою і їх експлуатації, затверджених в установленому порядку.

Технічними нормами забороняється під час роботи ставати на всякого роду підземні і надземні трубопроводи, а також на електрокабелі, батареї опалювання і вентиляційні коробки, ходити по них або спиратися при підтягуванні і спуску з однієї висоти на іншу. При цьому роботу з приставних переносних сходів допускається вести на висоті не більше 1,3 м від землі або підлоги.

Переносні сходи зазвичай мають пристрої, що запобігають при роботі можливості зрушення і перекидання, нижні кінці переносних сходів мають оковування з гострими наконечниками, а при користуванні ними на асфальтовій, бетонній і подібній полі використовуються черевики з гуми або іншого нековзного матеріалу. При необхідності верхні кінці сходів можуть мати спеціальні крюки.

При роботі з приставних сходів на висоті понад 1,3 м слід влаштувати подмости і видавати працюючим запобіжні пояси, прикріплені до конструкції споруди або до сходів за умови її кріплення до конструкції.

Роботи верхолазів при обстеженні будівель (на висоті більше 5 м від поверхні землі, перекриття або робітника настилу, виконувани з тимчасових монтажних пристосувань або безпосередньо з елементів конструкцій, устаткування, машин і механізмів при їх установці, монтажі, експлуатації і ремонті) робляться тільки фахівцями-верхолазами. Одним з основних засобів, що оберігає верхолаза від падіння з висоти в усі моменти роботи і пересування, є запобіжний пояс.

Роботи у безпосередній близькості від електричних кабелів і електроустановок в підвальних приміщеннях робляться тільки під безпосереднім спостереженням електромонтера.

У підвалах і на горищах відкривати люки, пересувати предмети, видаляти які-небудь підпори і т. п. нормами не допускається.

Технічними нормами і регламентами на проведення робіт не допускається також користуватися відкритим вогнем в радіусі менше 50 м від місця застосування і складування матеріалів, що містять легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини.

Приміщення котлових, паливневих просторів, газоходи і свиню перед обстеженням мають бути провітрені.

При технічному обстеженні будівлі не допускається: підніматися і спускатися по пожежних сходах, робити обстеження конструкцій і відбір проб матеріалів на висоті в приміщеннях недобудованих будівель, що не

мають сходів, перекриттів, подмостей, настилів, драбин і обгороджувальних і підніматися і спускатися по сходах і драбинах, що не мають обгороджувальних або проходять біля відкритих отворів в стінах.

Особлива увага має бути приділена підйому і спуску по обмерзлим або засніженим сходах і драбинах і елементах каркаса недобудованої будівлі; небезпечно висовуватися в отвори, вставати на підвіконня при відкритих отворах, виходити на зовнішні поясочки, карнизи, балкони без обгороджувальних, а також скидати з дахів, горища або з поверхів інструменти і які-небудь матеріали і вставати на уражені гнилизною будівельні конструкції або ходити по них.

Не допускається знаходитися в зоні навантажувально-розвантажувальних робіт і працювати на даху самостійно, виходити на дах під час грози, в ожеледь або при швидкості вітру понад 15 м/с; ходити по даху будівлі з ухилом більше 20° без запобіжного пояса і страхуючого каната, прикріпленого до надійної опори, при цьому роботи без відповідних захисних пристроїв обслуговувальні роботи в місцях, вище за яких на одній вертикалі виконуються будівельні або ремонтні роботи.

Знаходитися і працювати без відповідних захисних засобів в приміщеннях з шкідливими для здоров'я умовами, самовільно відкривати і спускатися в які-небудь ємності, колодязі, оглядові канали.

Роботу з електрифікованим інструментом і приладами необхідно проводити за правилами, викладеними в ДСТУ.

Кожен працівник зобов'язаний стежити за надійним станом використовуваного електрифікованого інструменту і устаткування, вимагаючи того ж і від усіх осіб, з ним працюючих.

Перед використанням нових електрифікованих інструментів і устаткування кожен виконавець повинен заздалегідь детально знайомитися з інструкціями з їх експлуатації і технікою безпеки.

У практичній діяльності слід враховувати, що працювати з електрифікованим інструментом з приставних сходів не допускається. При цьому роботи

повинні здійснюватися з лісів або подмостей, які мають бути захищені перилами заввишки не менше 1 м і бортовою дошкою заввишки не менше 15 см.

3.7 Висновки по розділу 3

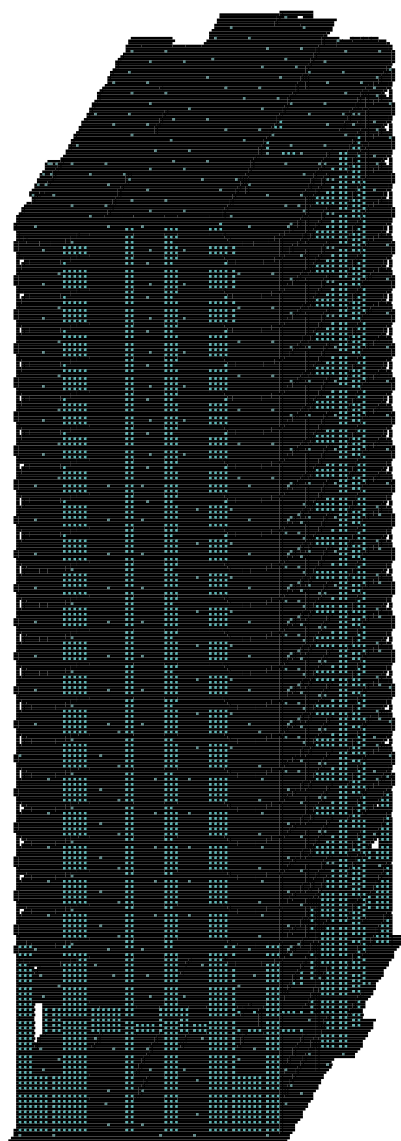
За результатами проведених досліджень за оцінкою напружено-деформованого стану будівель (блок 1 і 2) багатоповерхового житлового комплексу зі вбудованими торгово-офісними приміщеннями і підземним паркінгом на перетині вул. Перемоги і бул. Центрального в м. Запоріжжя можна зробити наступні висновки:

1. Прийнята конструктивна схема будівель забезпечує міцність, жорсткість і стійкість, необхідні для їх надійної експлуатації. Деформації будівель від зовнішніх дій, прогини елементів перекриттів і покриття, а також крен будівель знаходяться в допустимих межах.

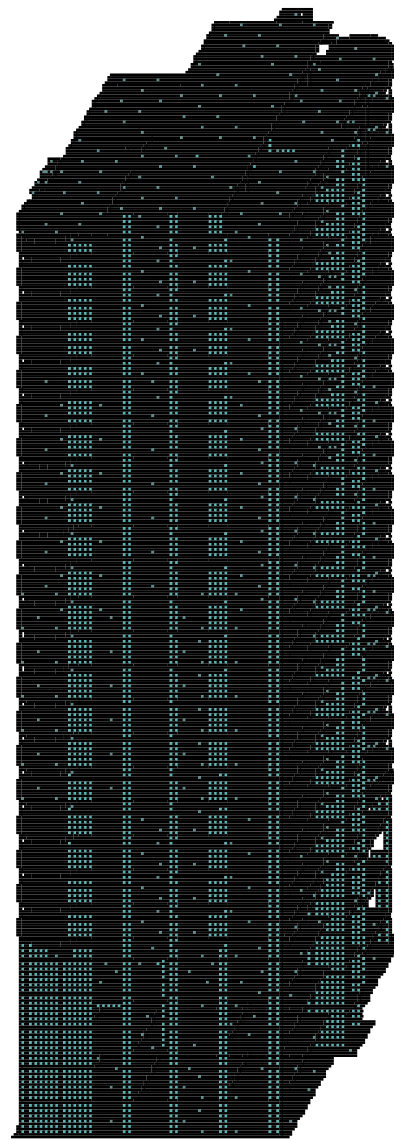
2. Здатність елементів залізобетонних діафрагм жорсткості, що несуть, що несе, колон і пилонов достатня для сприйняття зовнішніх навантажень і дій.

3. При виникненні деформацій просадчиків ґрунтів основи передбачений розрахунок без урахування ґрунту під подошвою фундаментної плити. При цьому прийняте армування плити достатнє для забезпечення необхідної міцності і деформативності.

4. В результаті розрахунку підібрана з умов міцності, жорсткості і стійкості робоча арматура в усіх залізобетонних елементах будівлі, що несуть. Прийнята робоча арматура може бути замінена на іншу еквівалентного перерізу.



а



б

Рисунок 3.1 - Розрахункові моделі системи «Будівля - фундаментна плита» : а - блок 1; б - блок 2

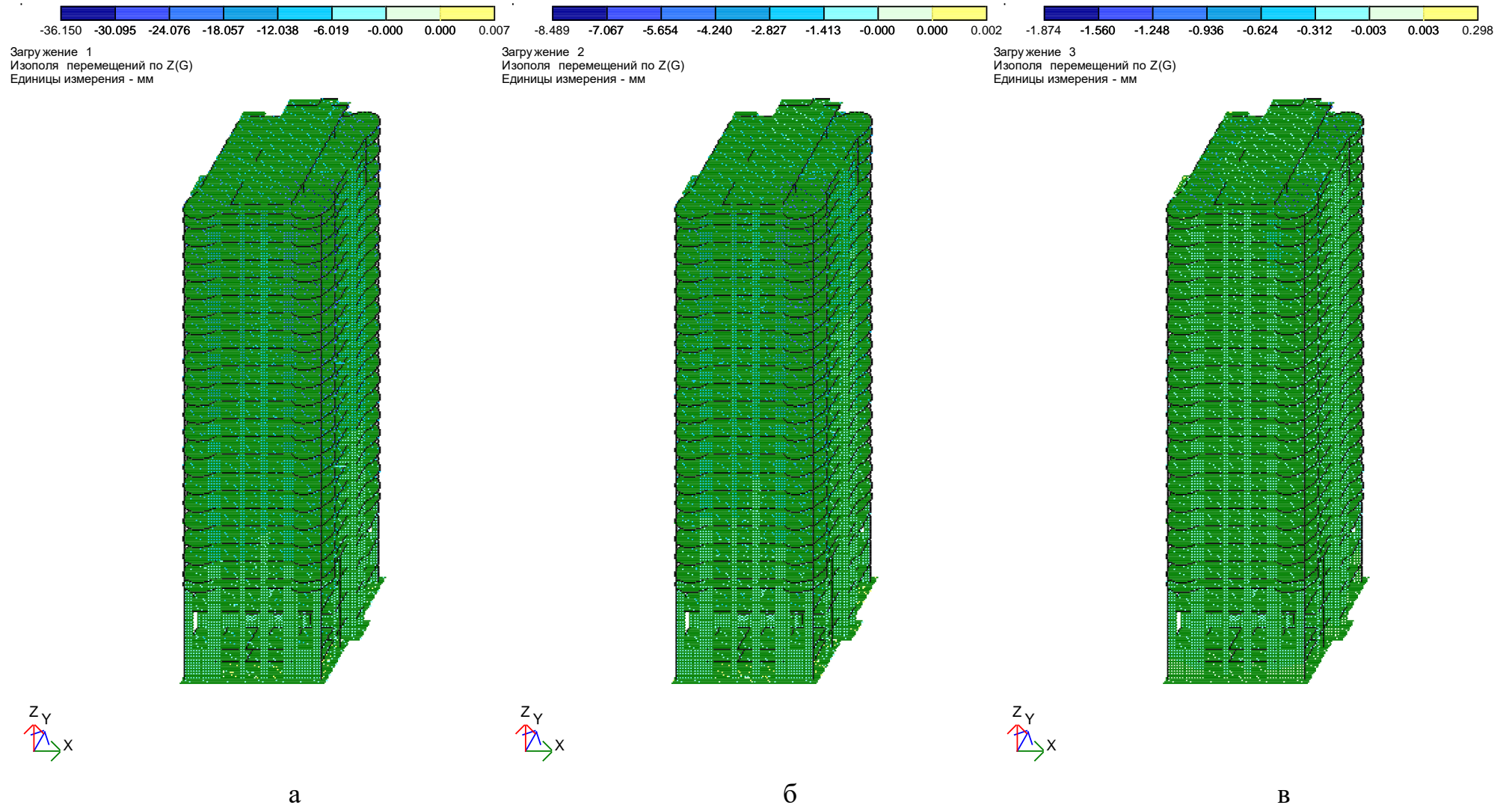
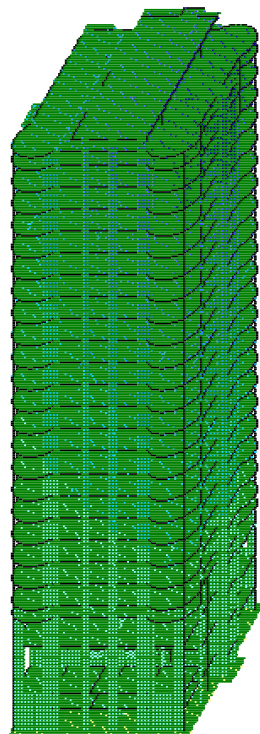
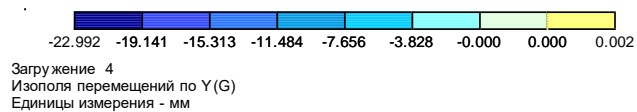
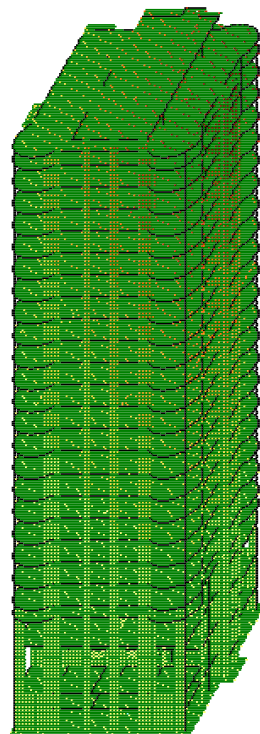
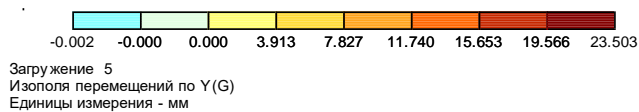


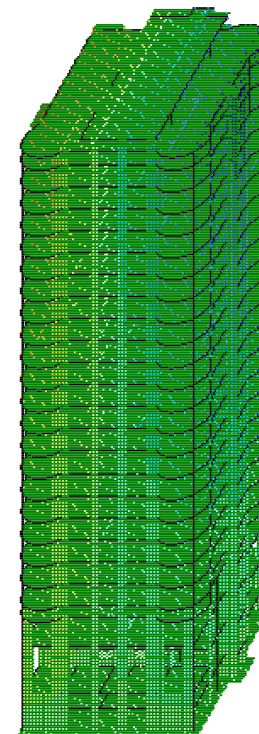
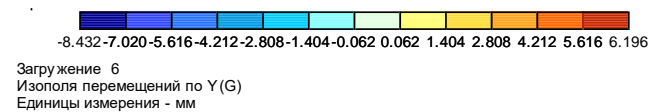
Рисунок 3.2 - Вертикальні переміщення вузлів будівлі блоку 1 по завантаженнях: а - постійним навантаженням; б - тимчасовою корисною; в - сніговим навантаженням



а

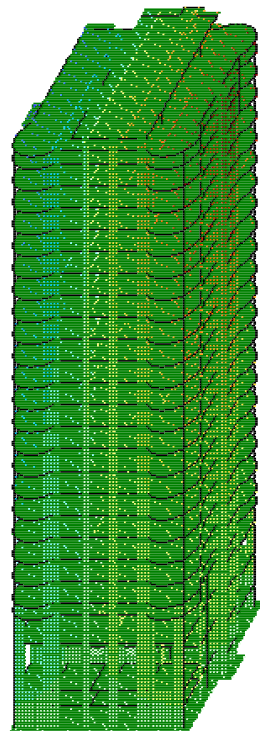
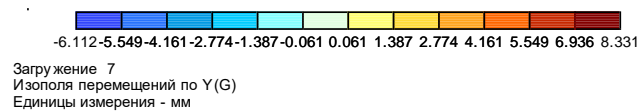


б

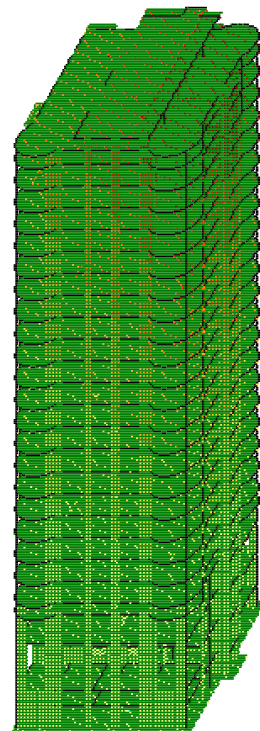
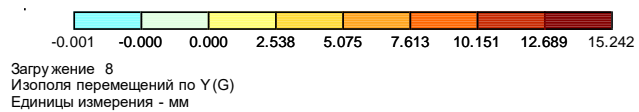


в

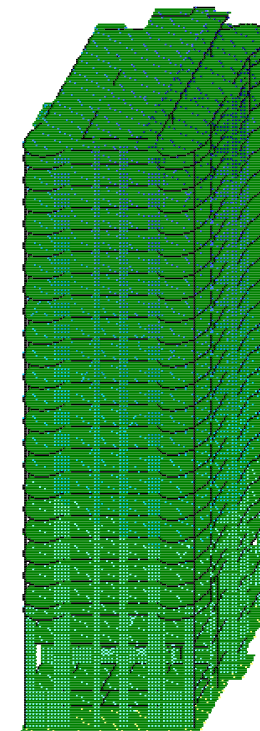
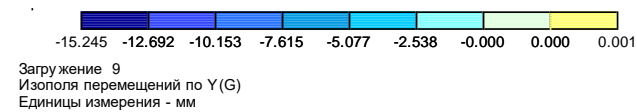
Рисунок 3.3 - Горизонтальні переміщення вузлів будівлі блоку 1 уздовж цифрових осей від статичного вітрового навантаження по завантаженнях: а - завантаження 4; б - завантаження 5; в - завантаження 6



а



б



в

Рисунок 3.4 - Горизонтальные перемещения узлов будівлі блоку 1 уздовж цифрових осей від статичної і повної вітрових навантажень по завантаженнях: а - завантаження 7; б - завантаження 8; в - завантаження 9

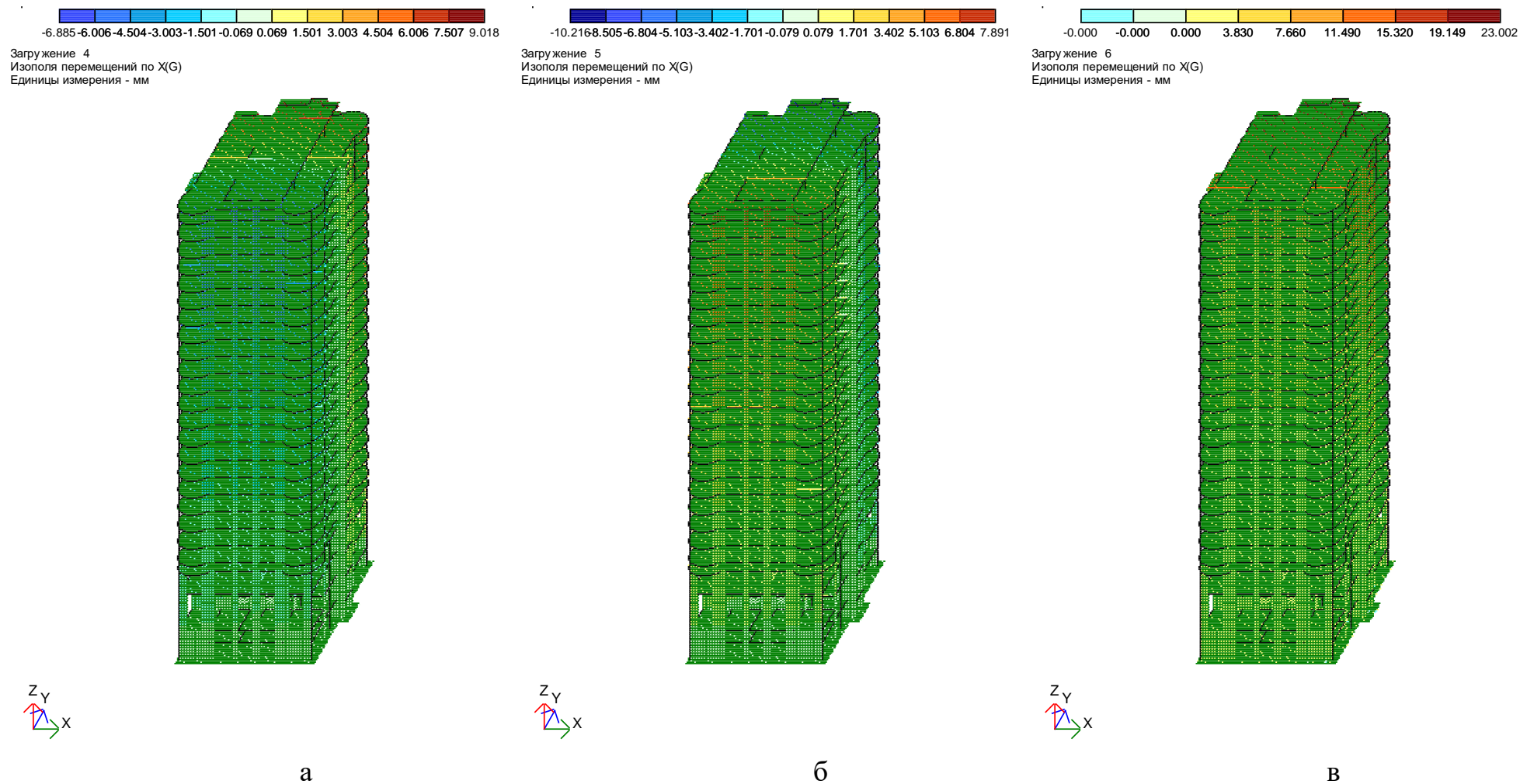
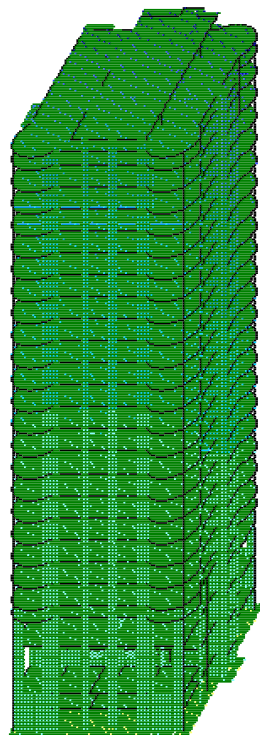
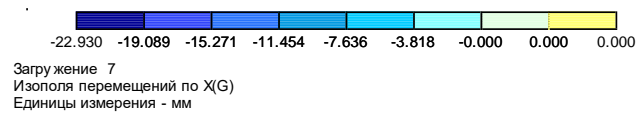
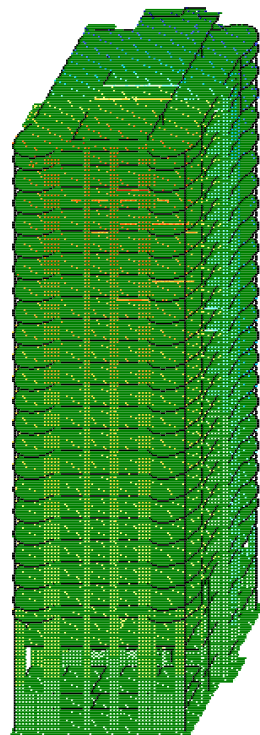
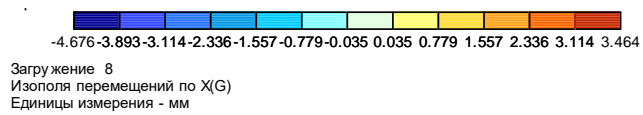


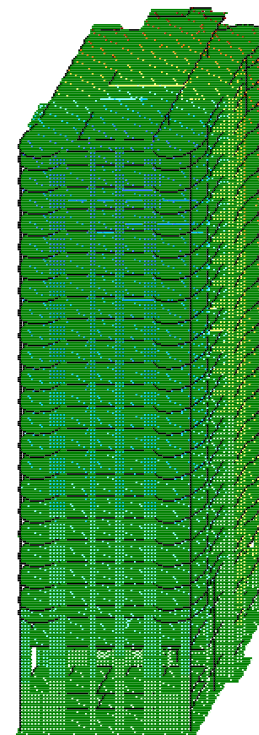
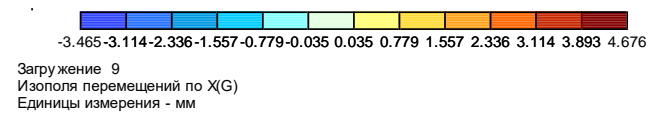
Рисунок 3.5 - Горизонтальні переміщення вузлів будівлі блоку 1 уздовж буквених осей від статичного вітрового навантаження по завантаженнях: а - завантаження 4; б - завантаження 5; в - завантаження 6



а



б



в

Рисунок 3.6 - Горизонтальные перемещения узлов будівлі блоку 1 уздовж буквених осей від статичної і повної вітровими навантаженнями по завантаженнях: а - завантаження 7; б - завантаження 8; в - завантаження 9

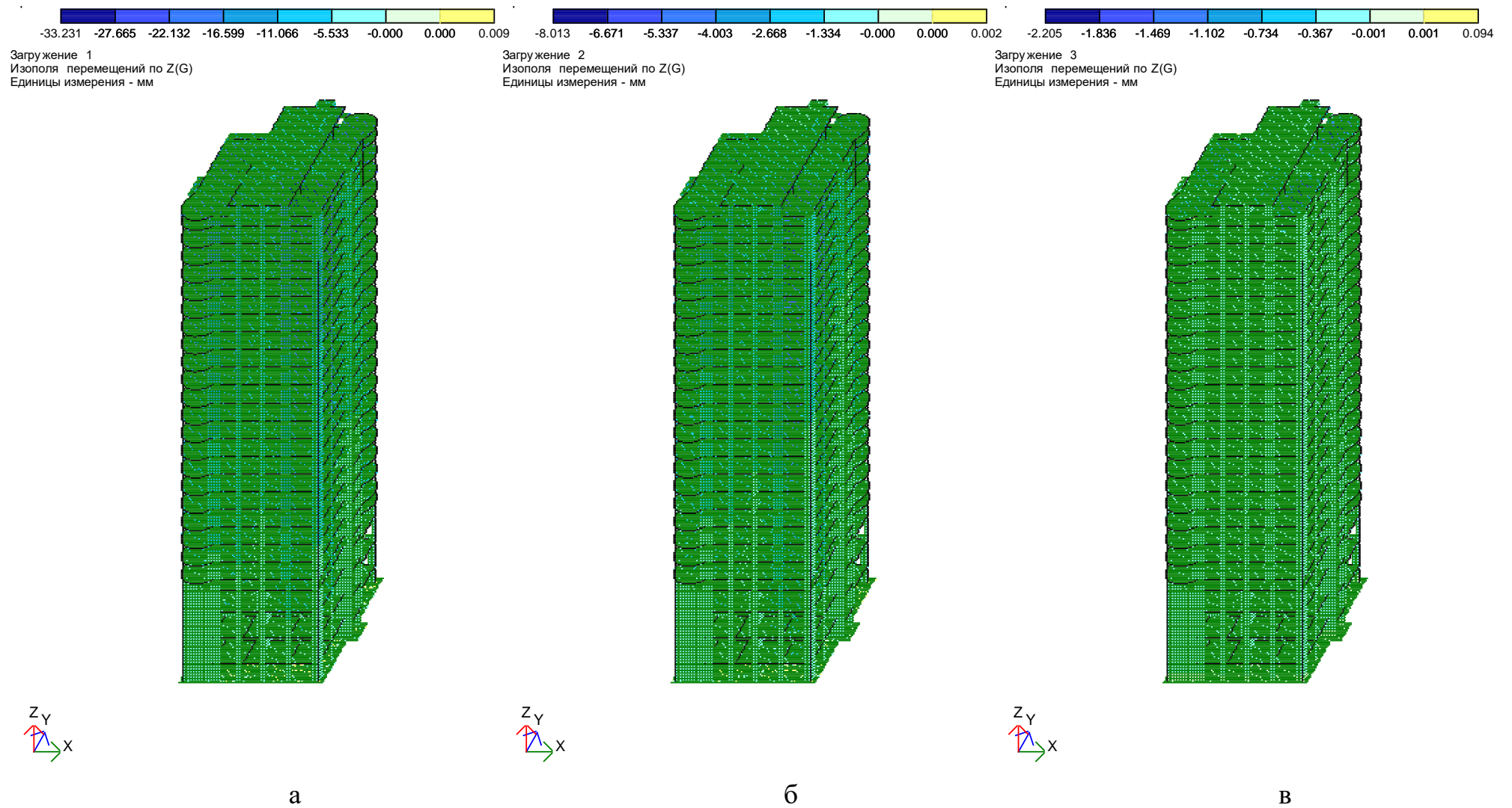
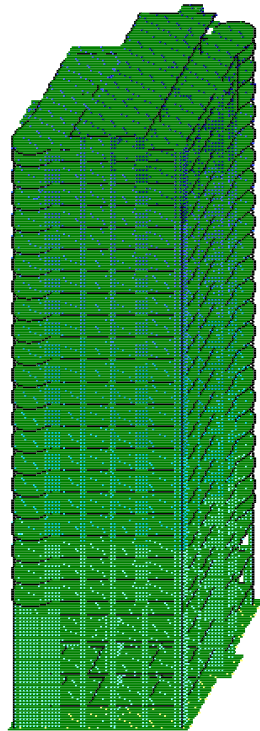
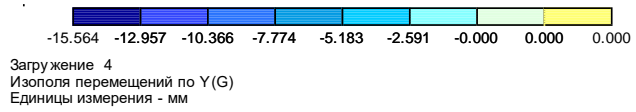
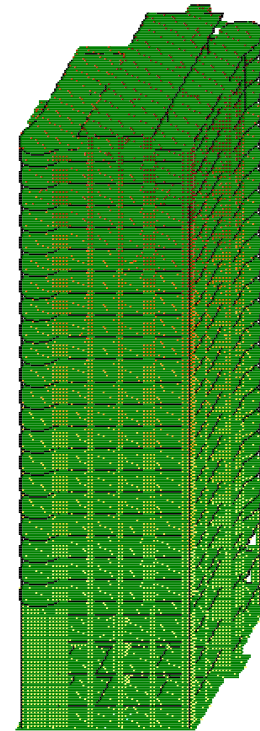
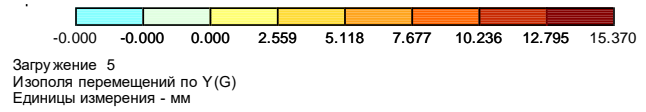


Рисунок 3.7 - Вертикальні переміщення вузлів будівлі блоку 2 по завантаженнях: а - постійним навантаженням; б - тимчасовою корисною; в - сніговим навантаженням

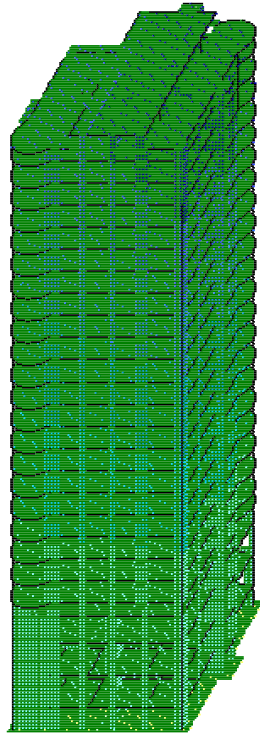
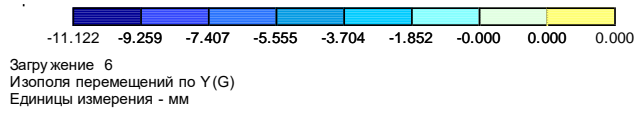


а

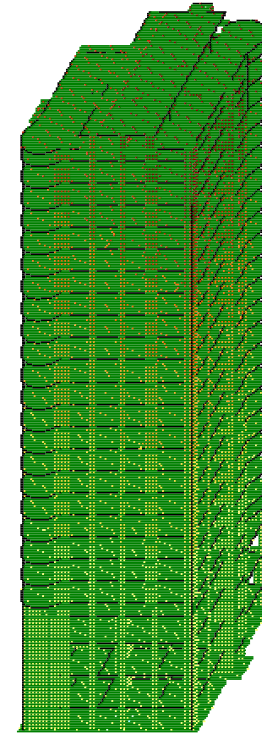
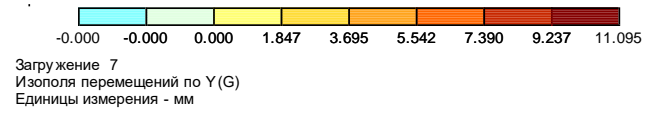


б

Рисунок 3.8 - Горизонтальні переміщення вузлів будівлі блоку 2 уздовж цифрових осей від статичного вітрового навантаження по завантаженнях: а - завантаження 4; б - завантаження 5

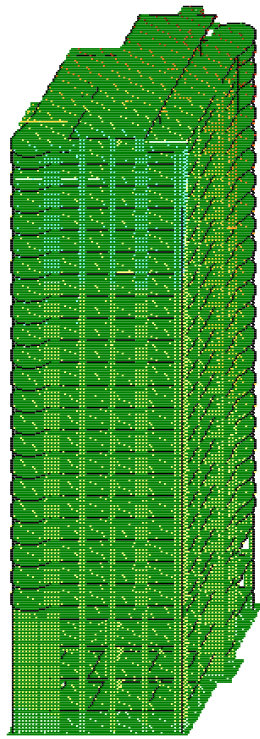
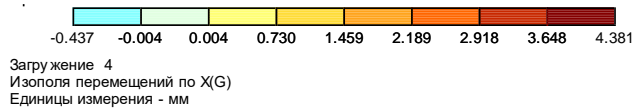


а

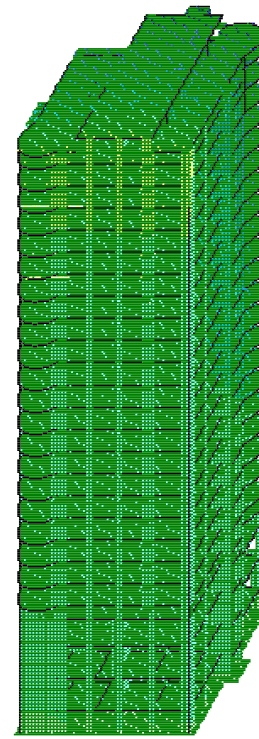
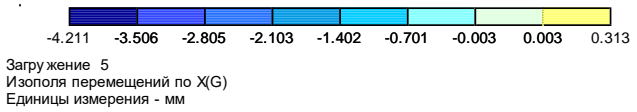


б

Рисунок 3.9 - Горизонтальные перемещения узлов будівлі блоку 2 уздовж цифрових осей від повного вітрового навантаження по завантаженнях: а - завантаження 6; б - завантаження 7

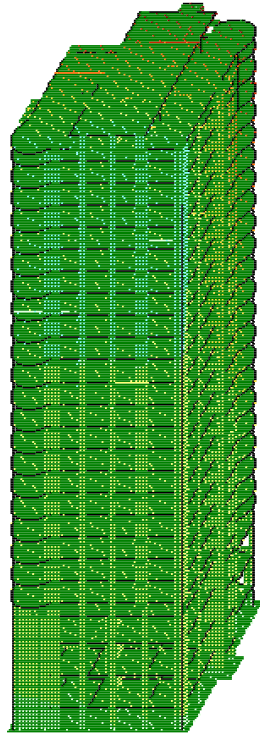
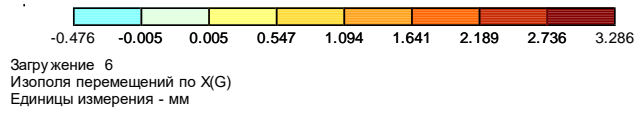


а

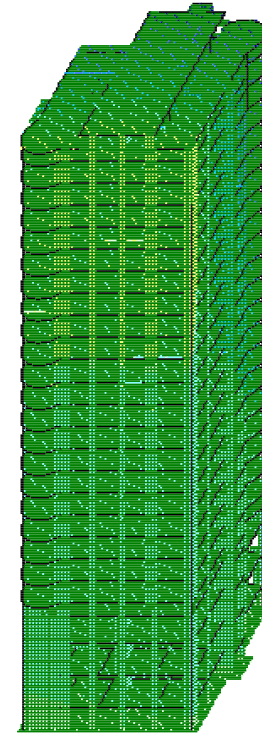
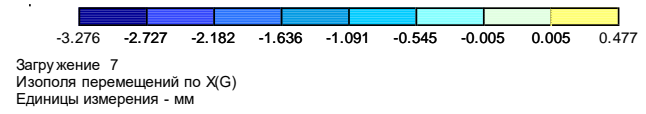


б

Рисунок 3.10 - Горизонтальні переміщення вузлів будівлі блоку 2 уздовж буквених осей від статичного вітрового навантаження по завантаженнях: а - завантаження 4; б - завантаження 5

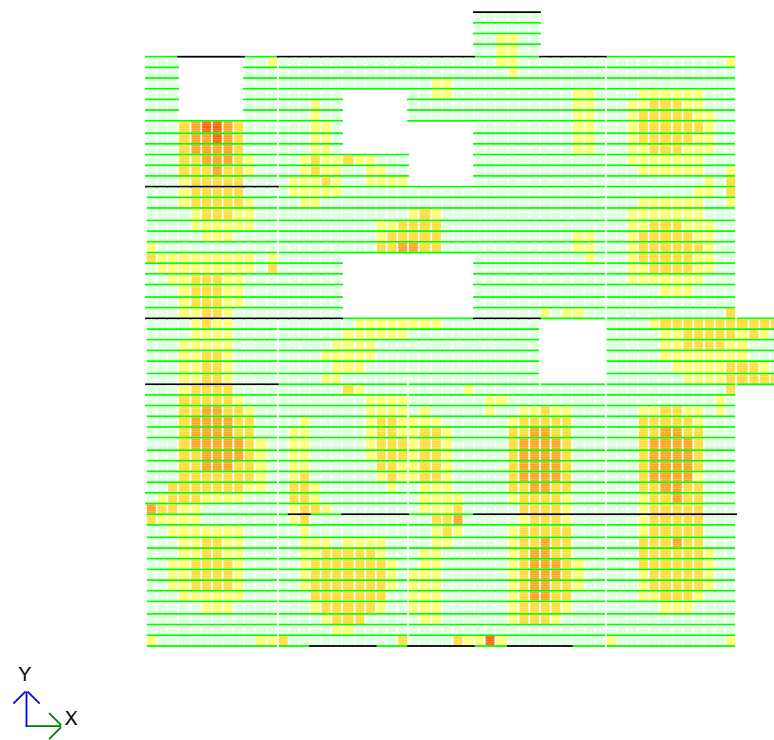
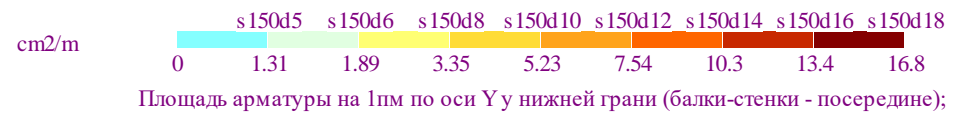
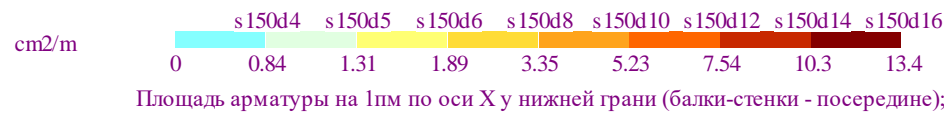


а

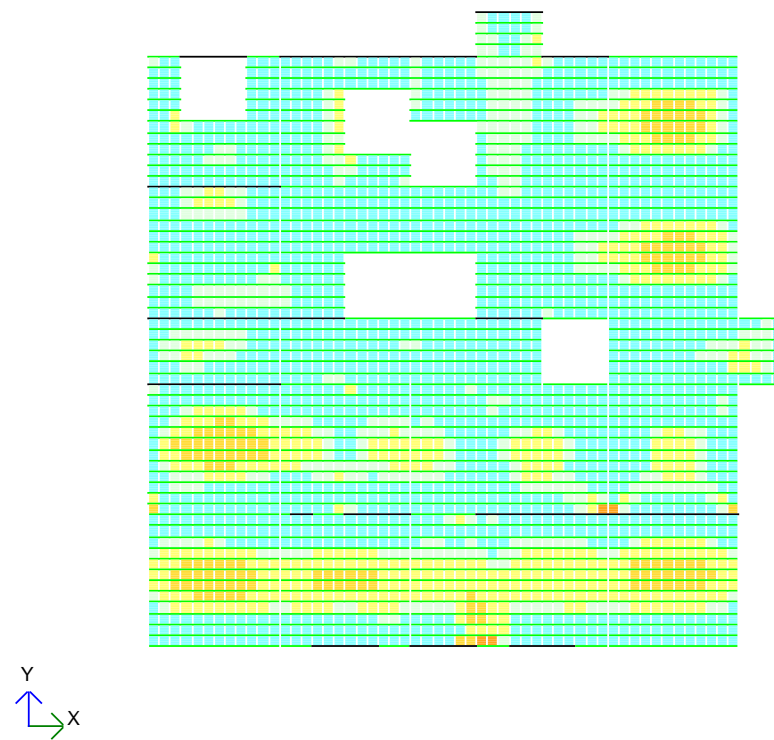


б

Рисунок 3.11 - Горизонтальні переміщення вузлів будівлі блоку 2 уздовж буквених осей від повного вітрового навантаження по завантаженнях: а - завантаження 6; б - завантаження 7

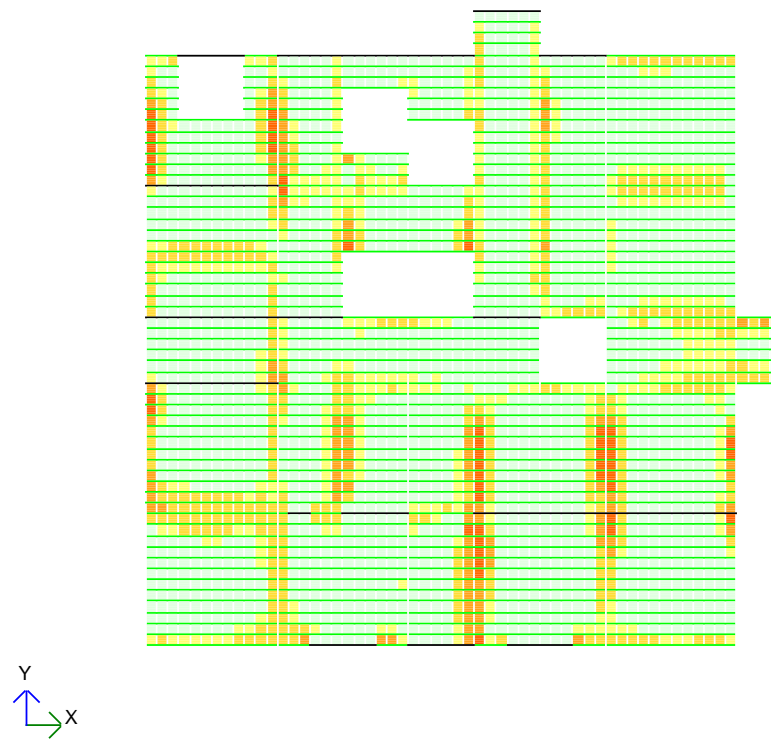
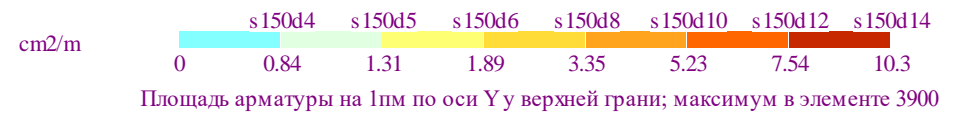
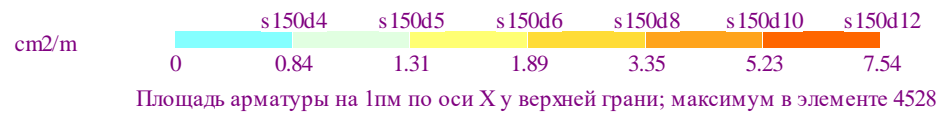


а

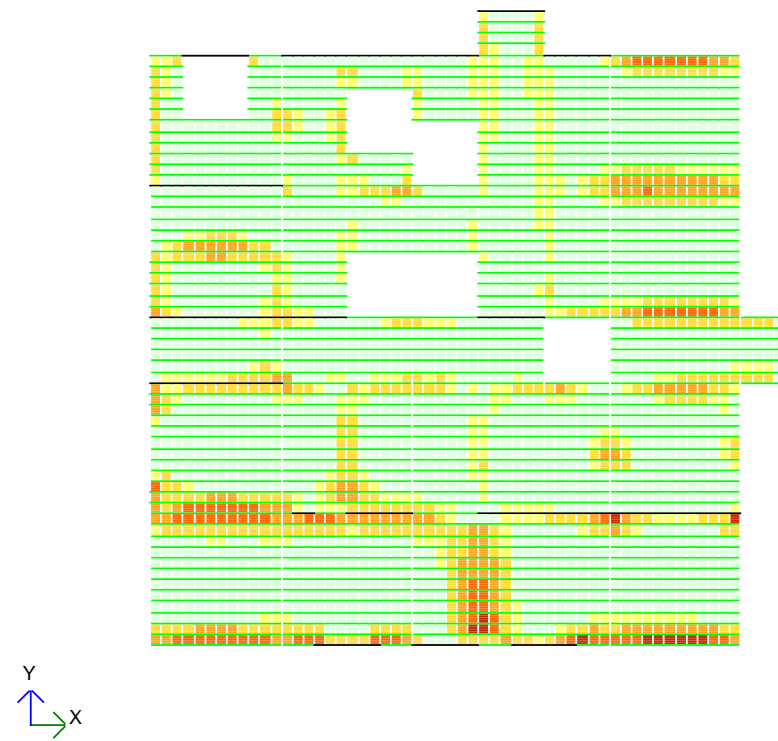


б

Рисунок 3.12 – Необходимая площадь перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. – 6,300 будівлі блоку 1:
а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

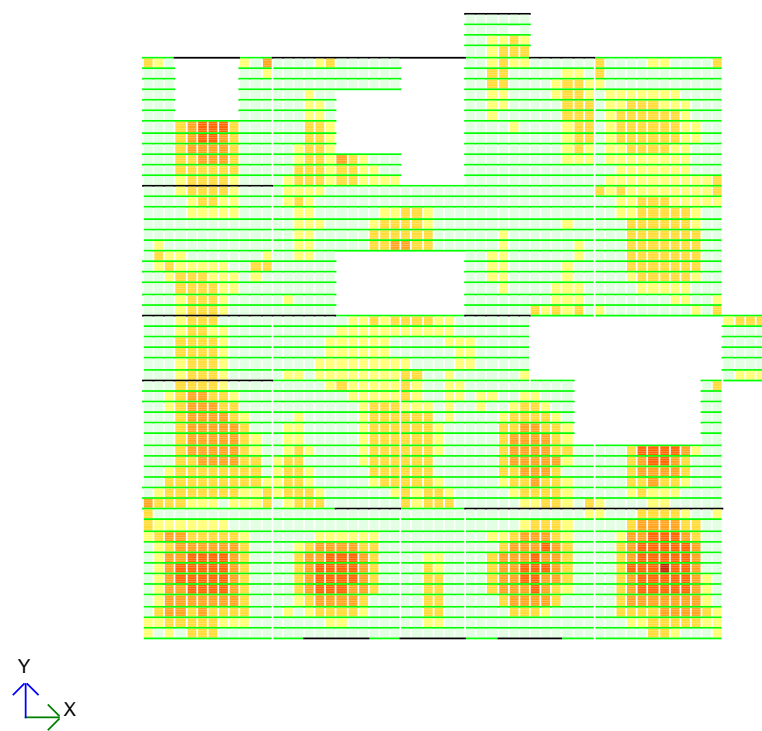
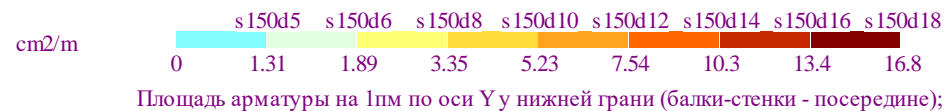
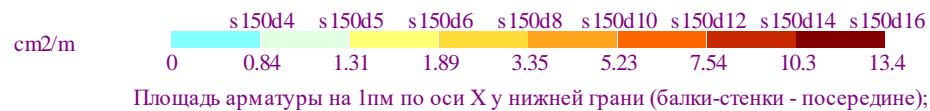


а

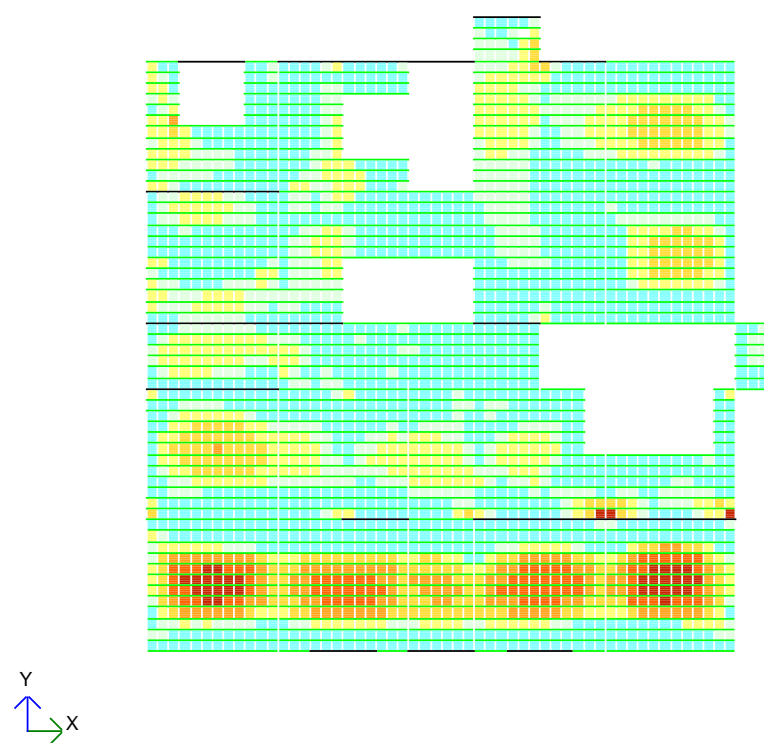


б

Рисунок 3.13 – Необходимая площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. – 6,300 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

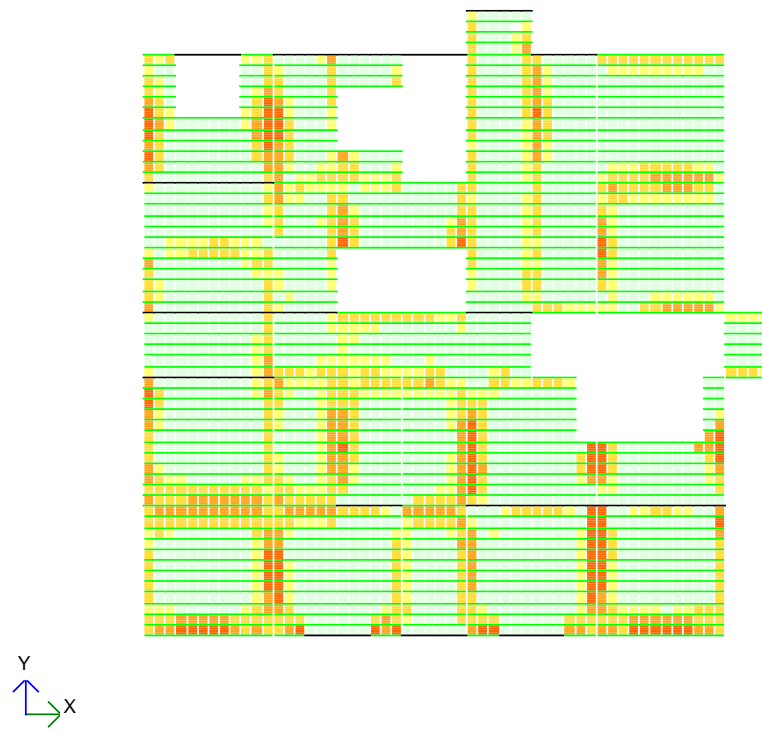
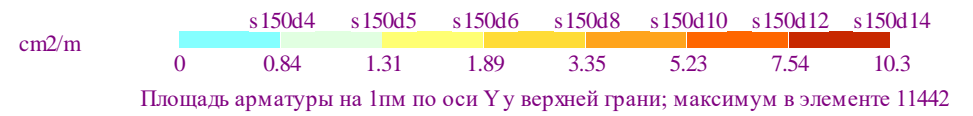
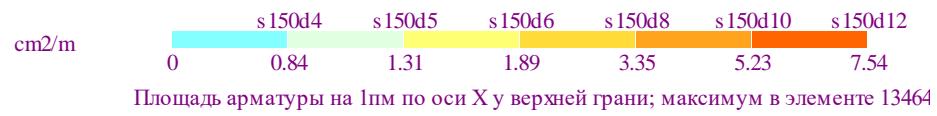


а

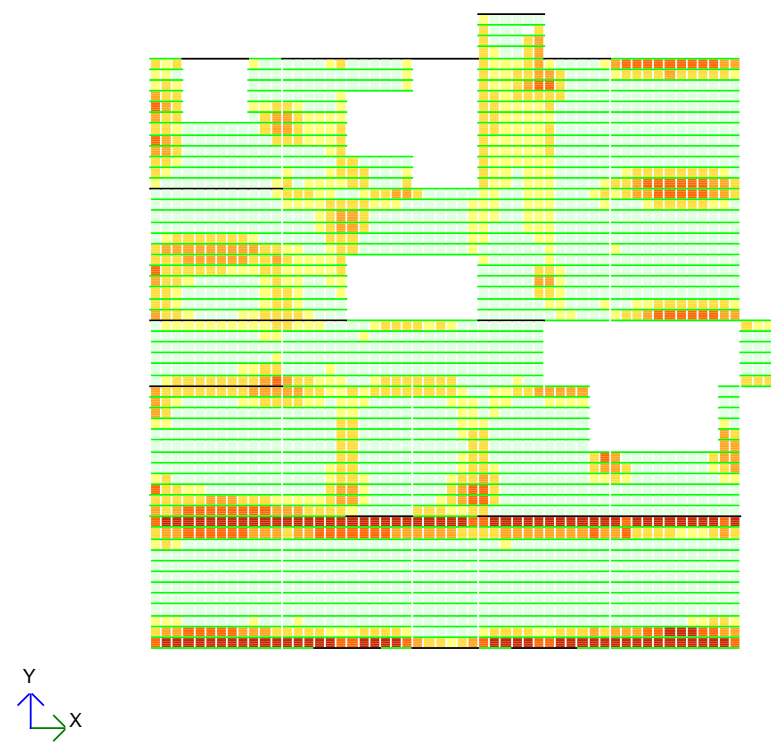


б

Рисунок 3.14 – Необхідна площа перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. - 1,200; - 2,400; - 3,700 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

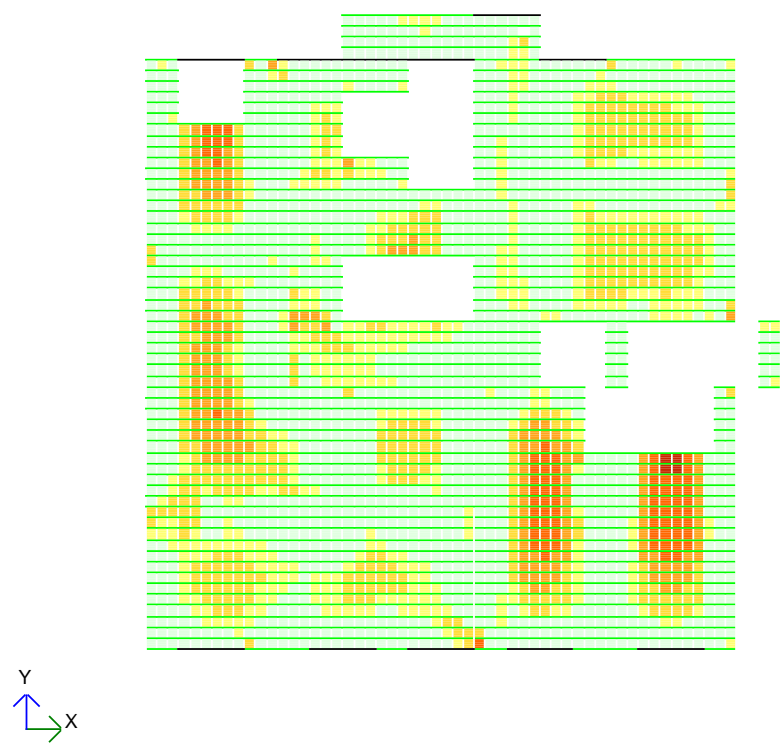
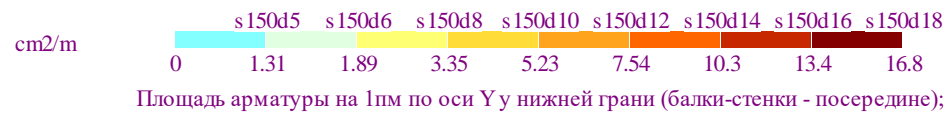
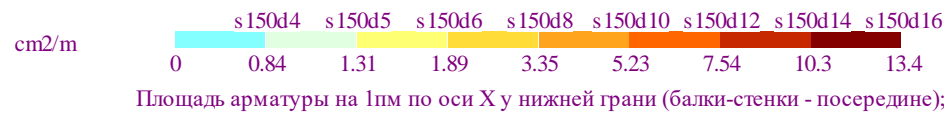


а

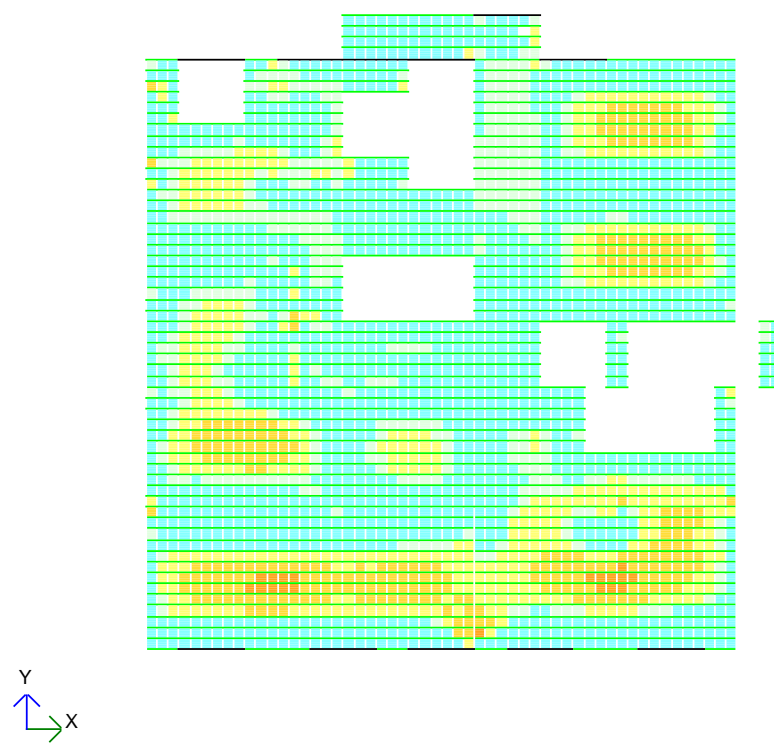


б

Рисунок 3.15 – Необхідна площа перерізу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття на відм. - 1,200; - 2,400; - 3,700 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

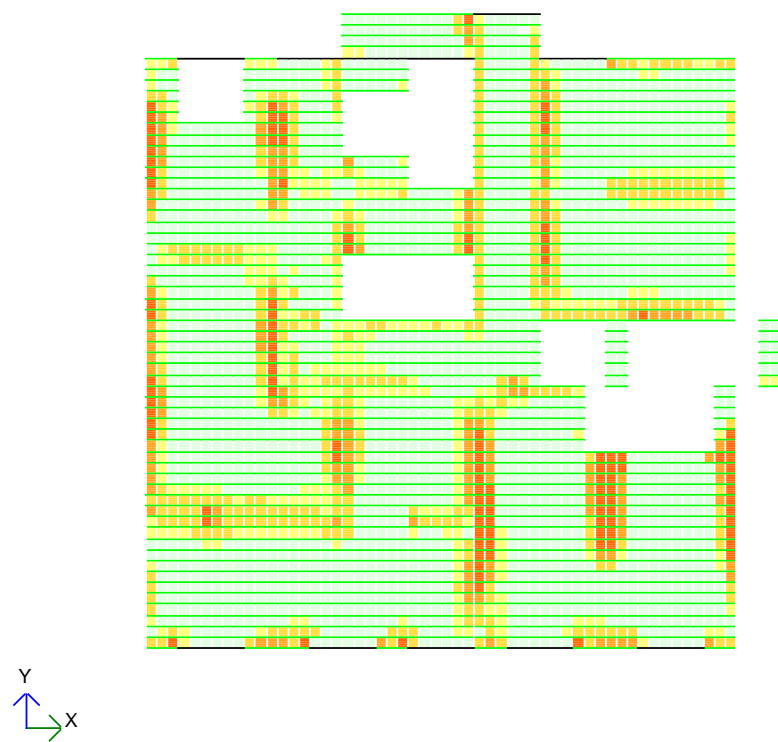
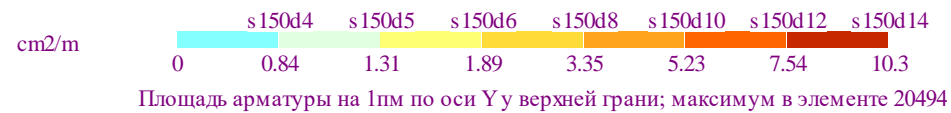
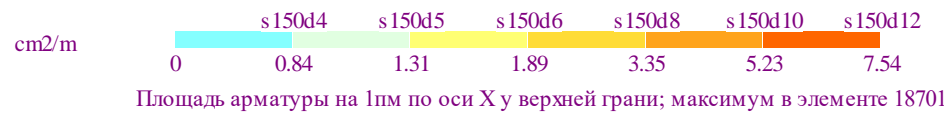


а

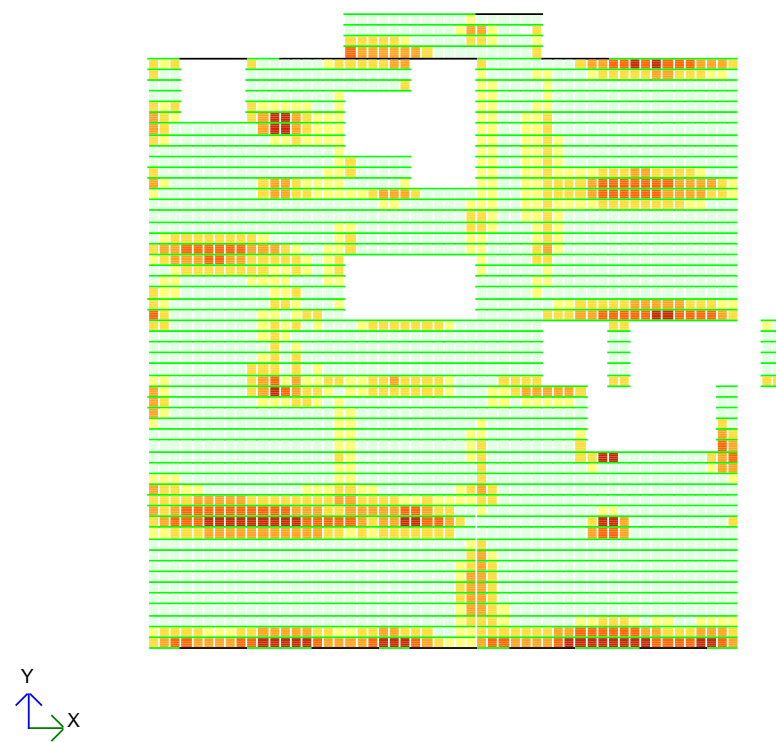


б

Рисунок 3.16 – Необхідна площа перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 3,300 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

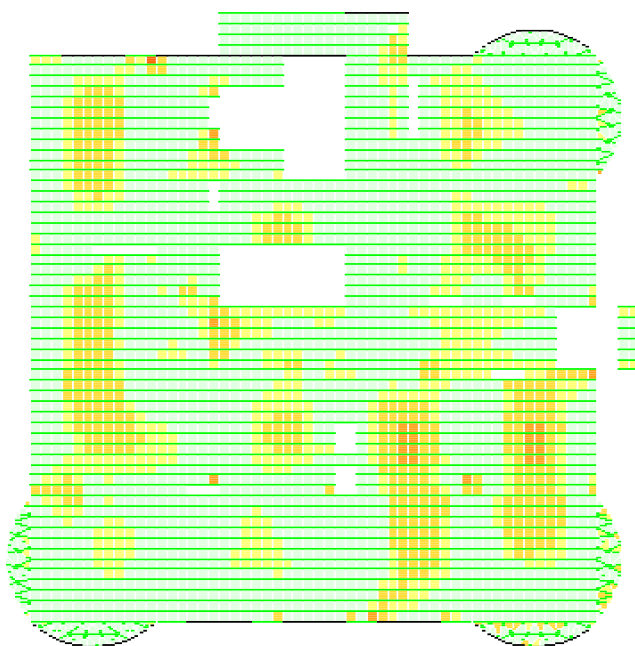
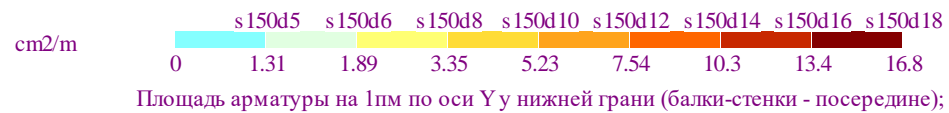
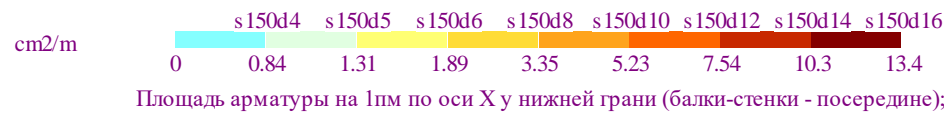


а

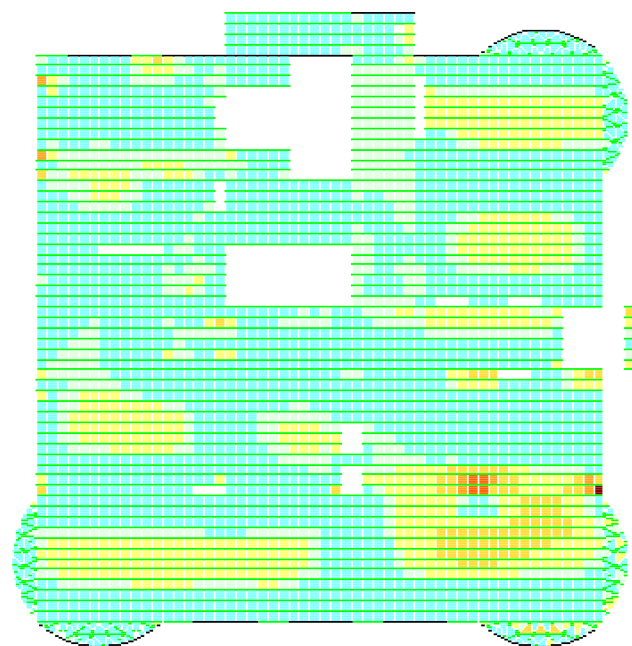


б

Рисунок 3.17 – Необходимая площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 3,300 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

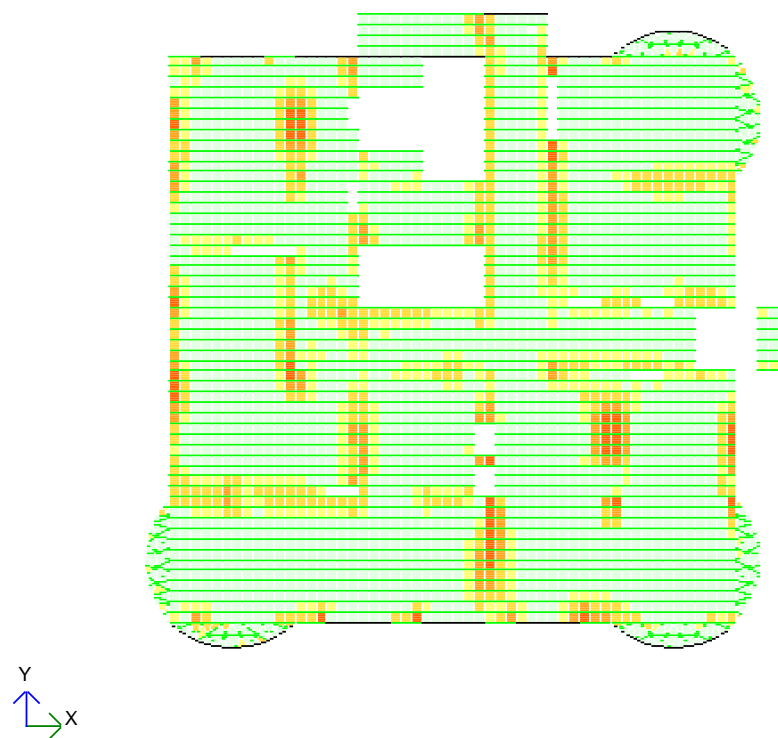
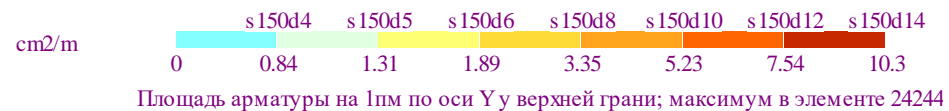
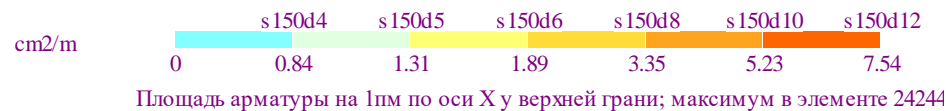


а

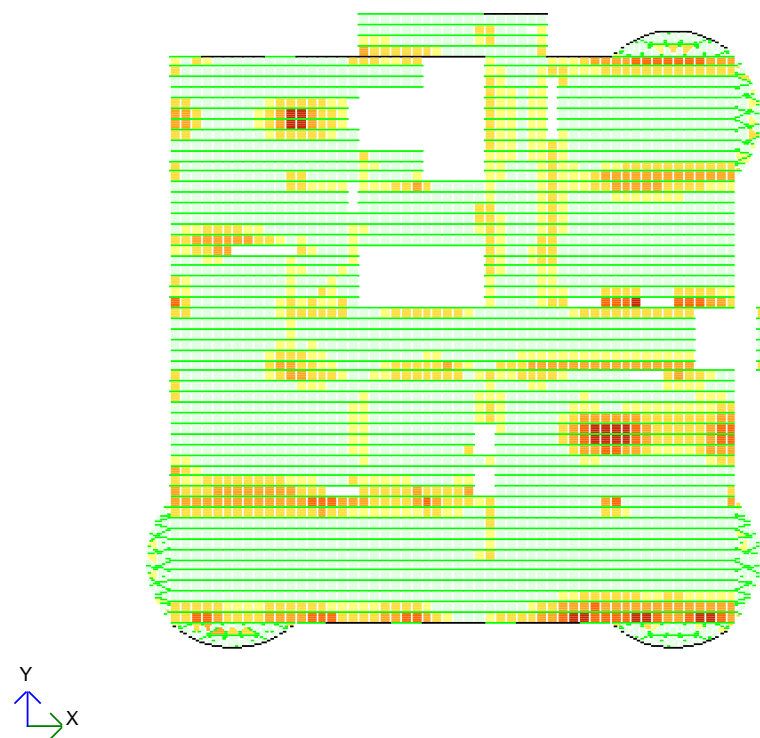


б

Рисунок 3.18 – Необходимая площадь перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 7,800 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

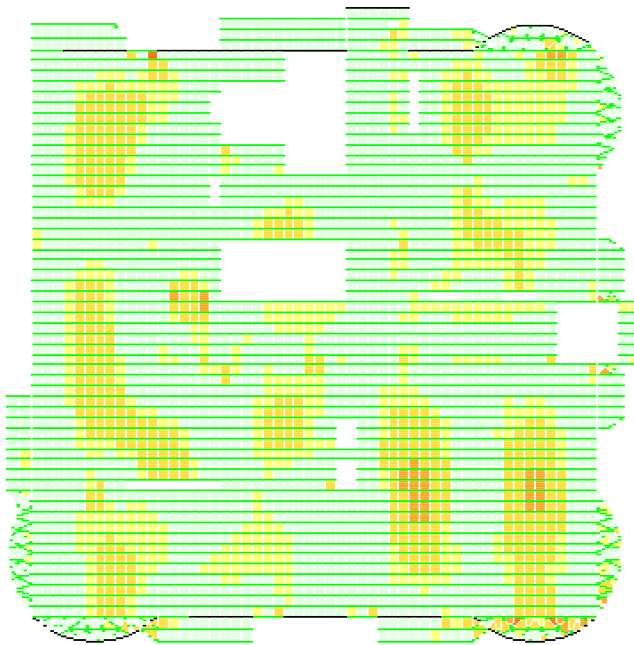
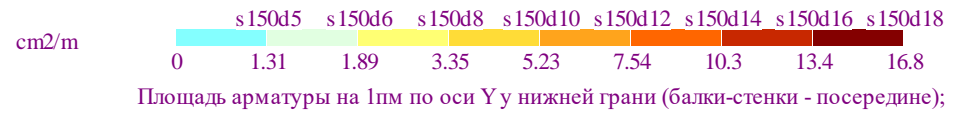
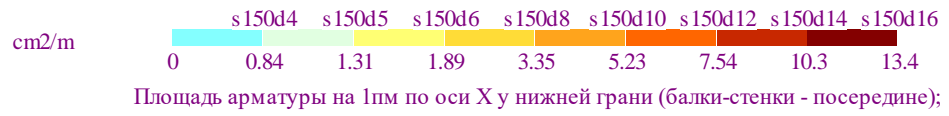


а

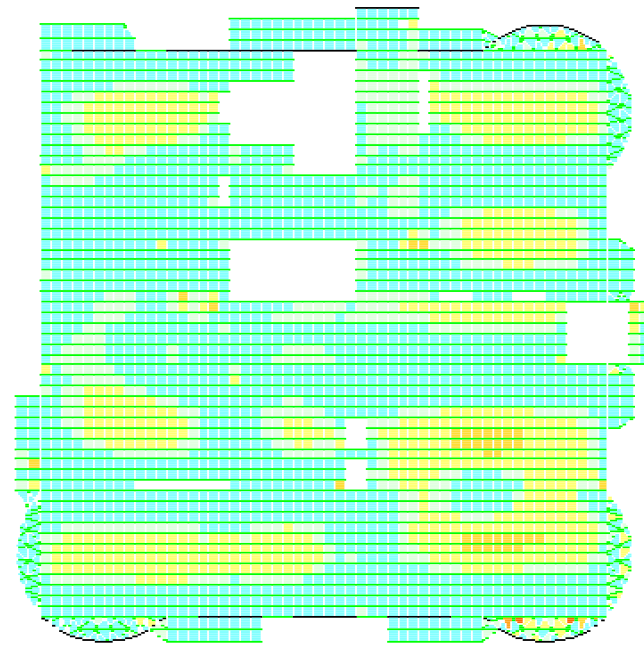


б

Рисунок 3.19 – Необходимая площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 7,800 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

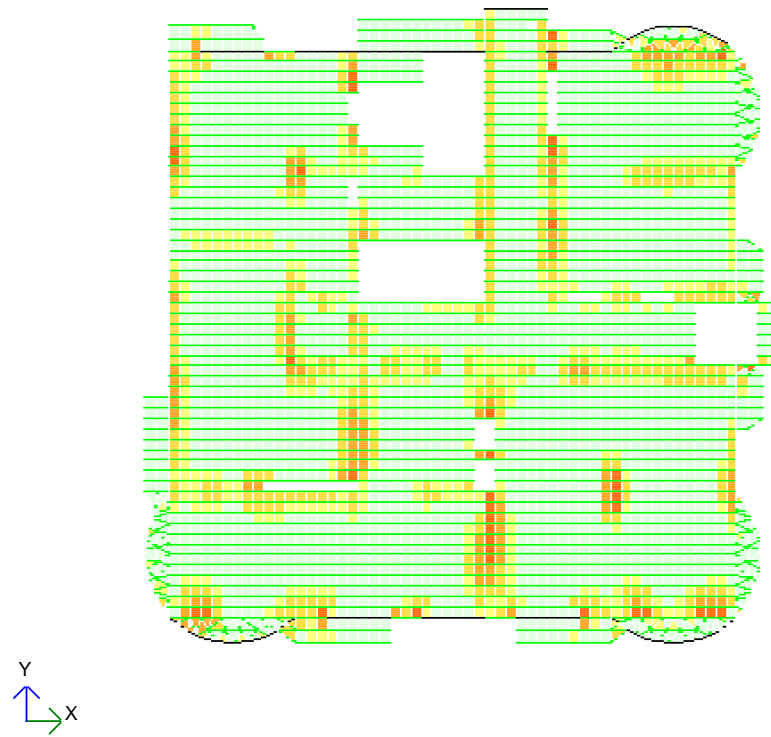
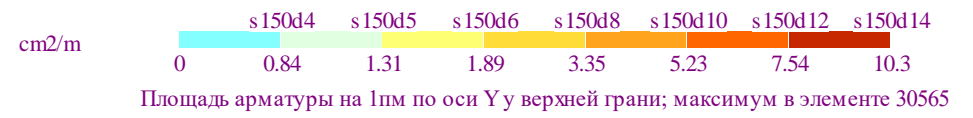
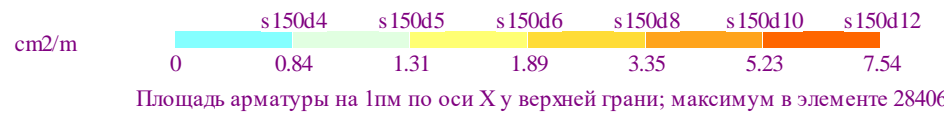


а

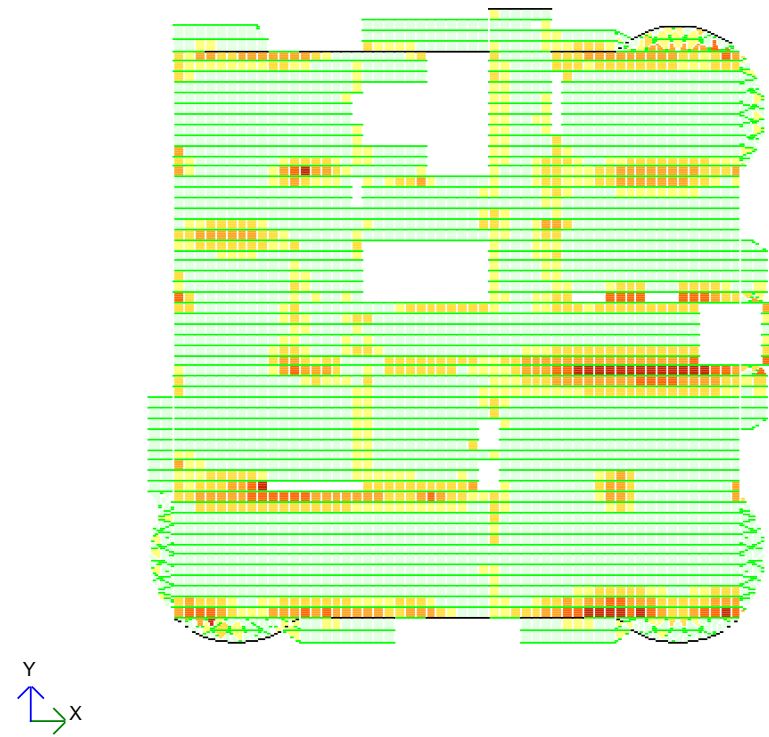


б

Рисунок 3.20 – Необхідна площа перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 9,900 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

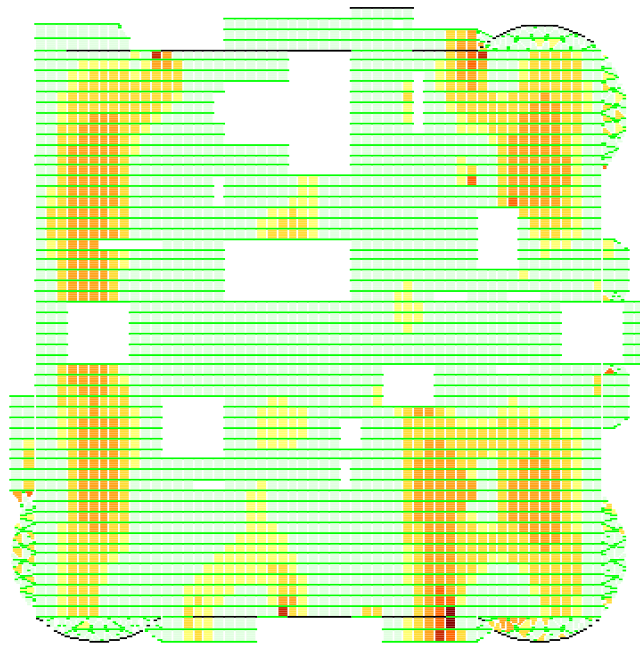
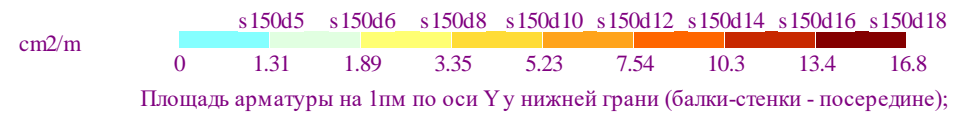
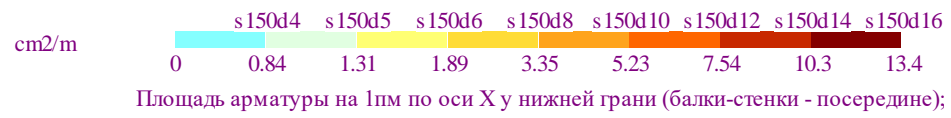


а

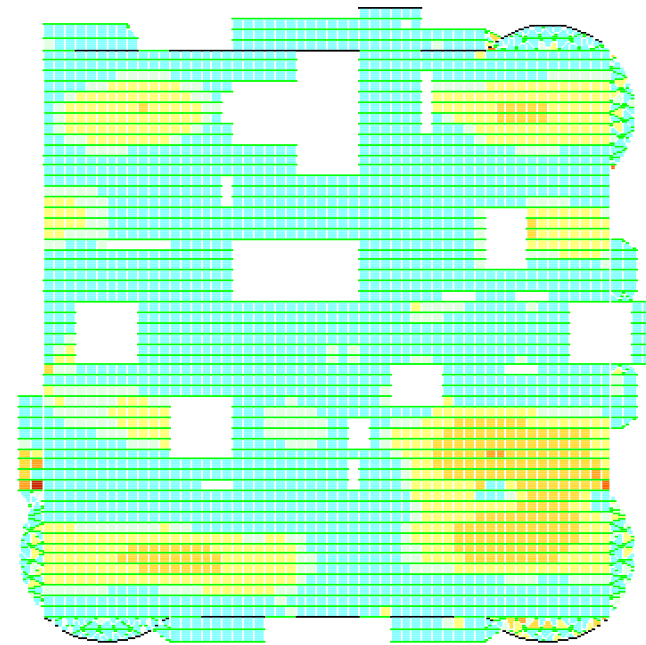


б

Рисунок 3.21 – Необходима площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 9,900 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

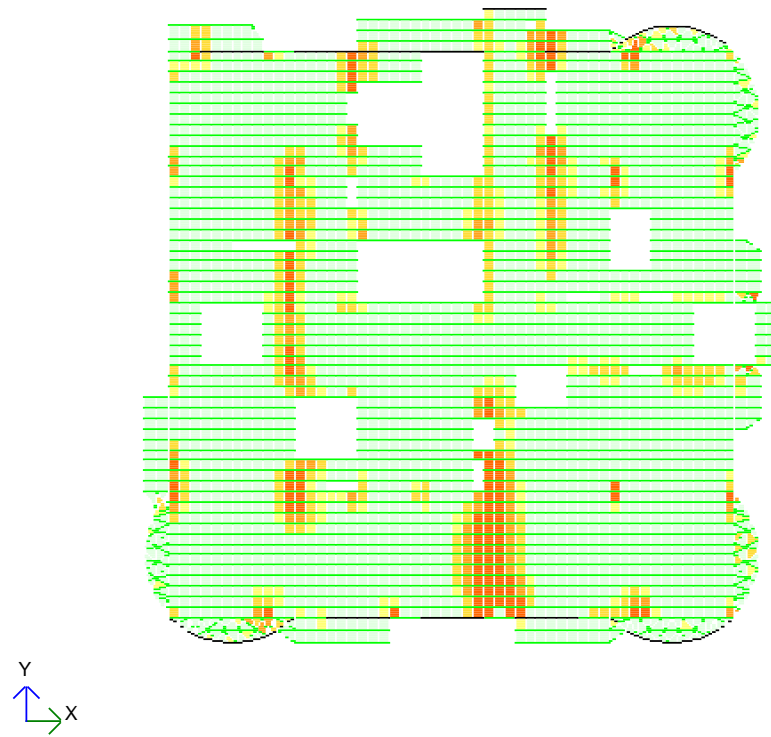
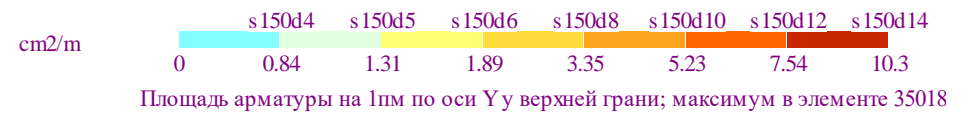
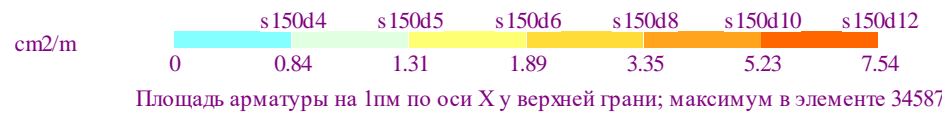


а

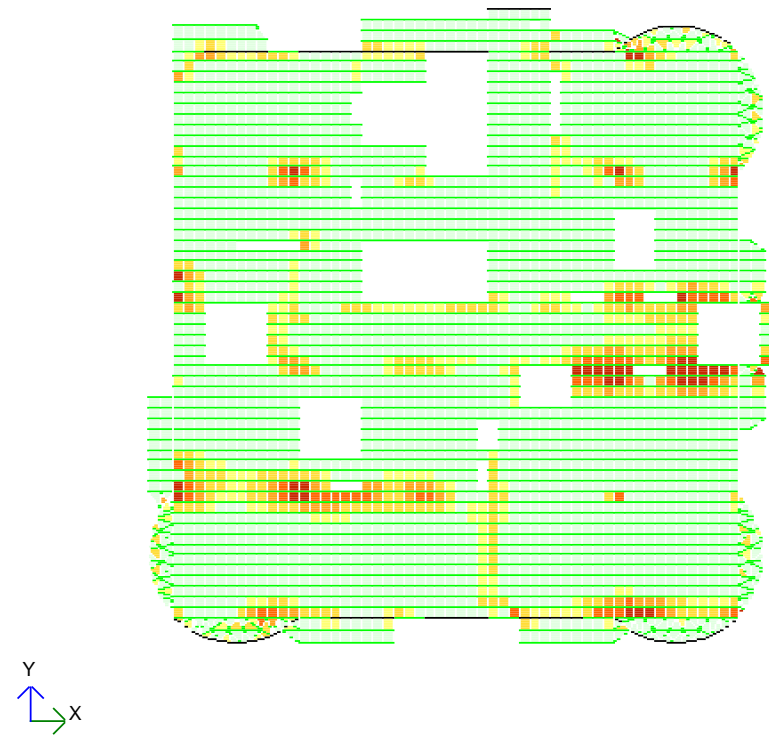


б

Рисунок 3.22 – Необхідна площа перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 13,200 ... + 69,300 будівлі блоку 1: а - вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

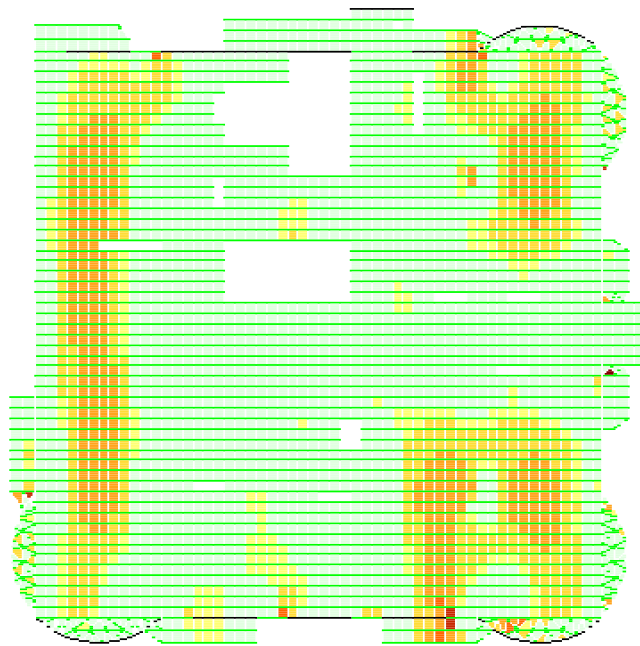
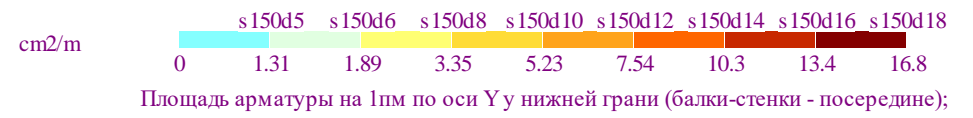
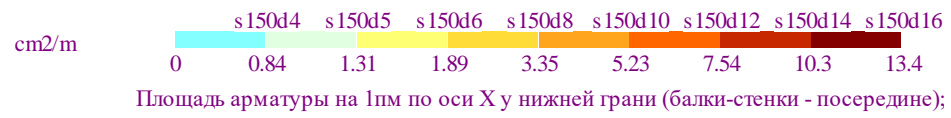


а

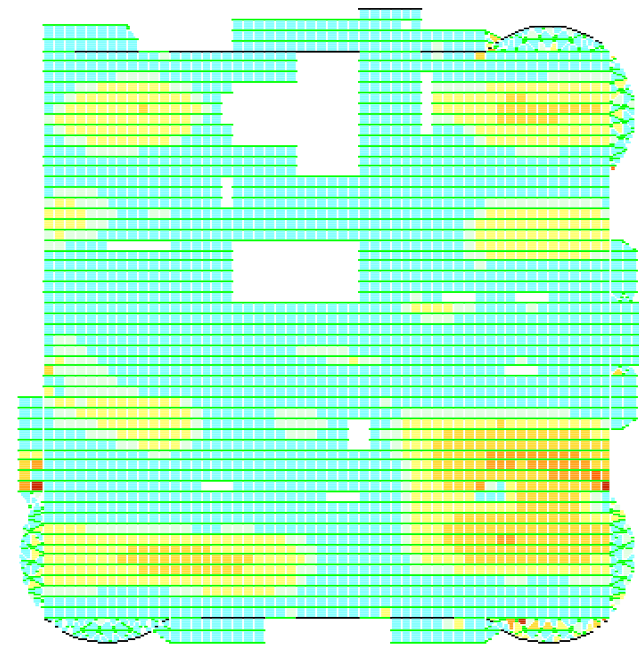


б

Рисунок 3.23 – Необходима площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття на відм. + 13,200 ... + 69,300 будівлі блоку 1: а - вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

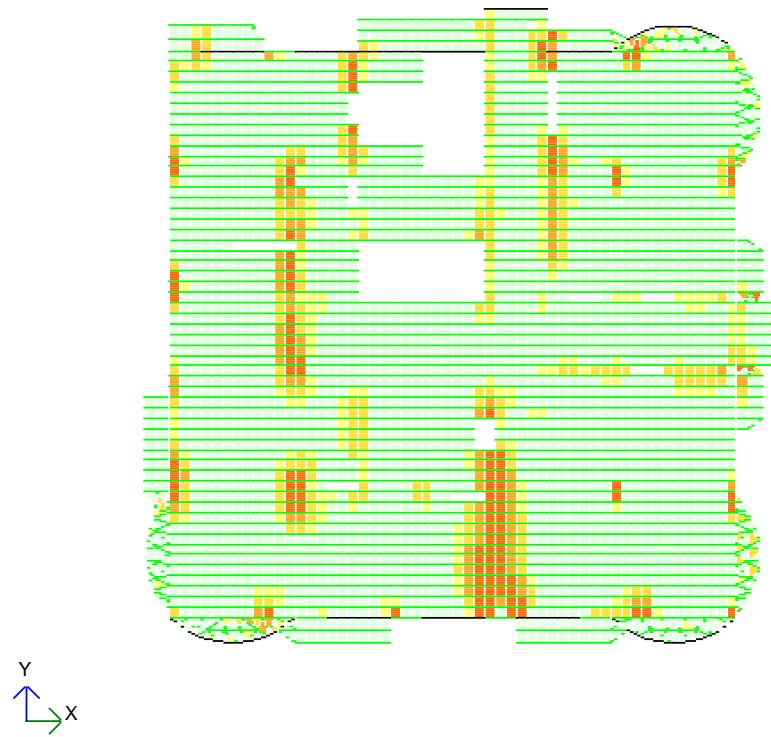
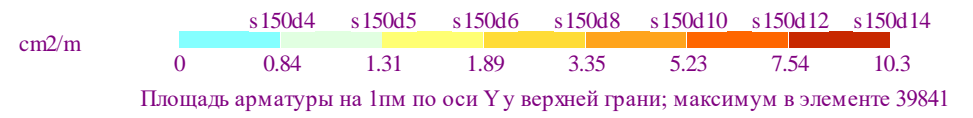
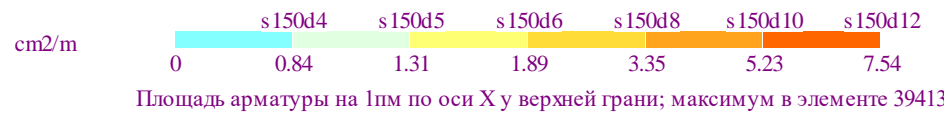


а

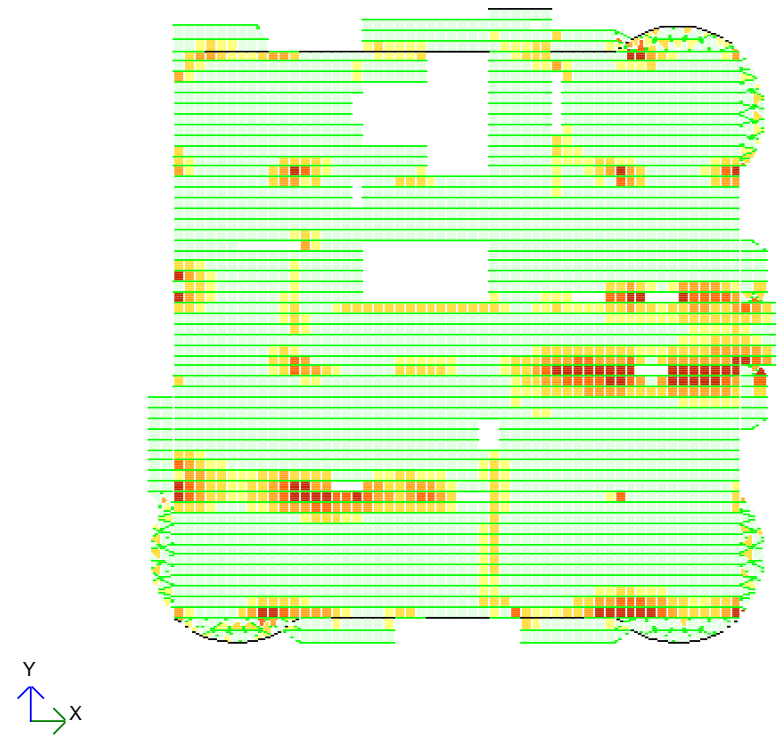


б

Рисунок 3.24 – Необхідна площа перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 72,600 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

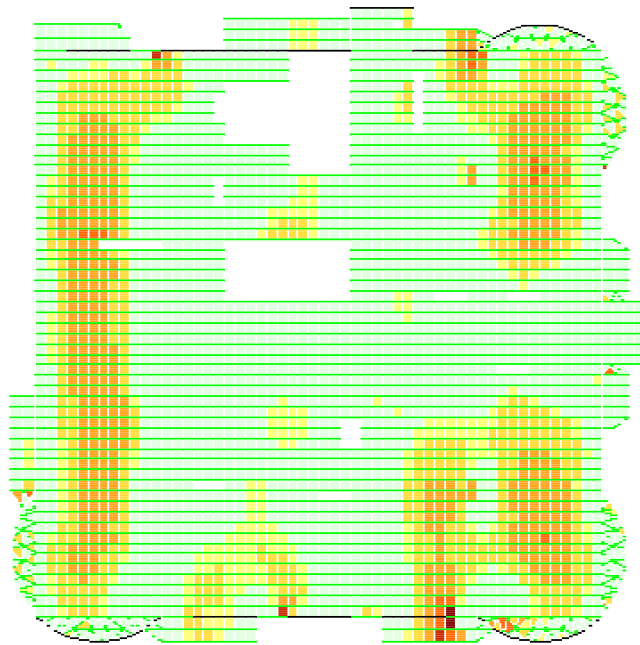
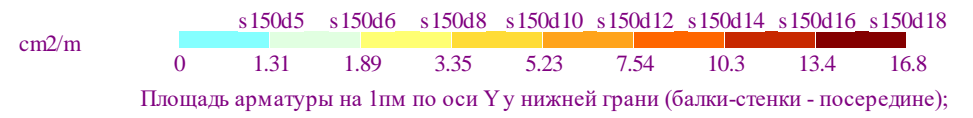
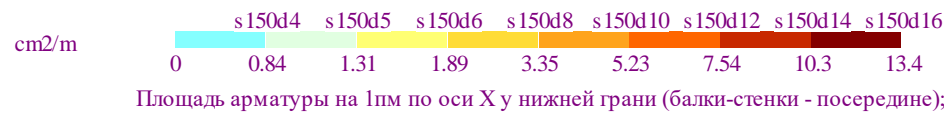


а

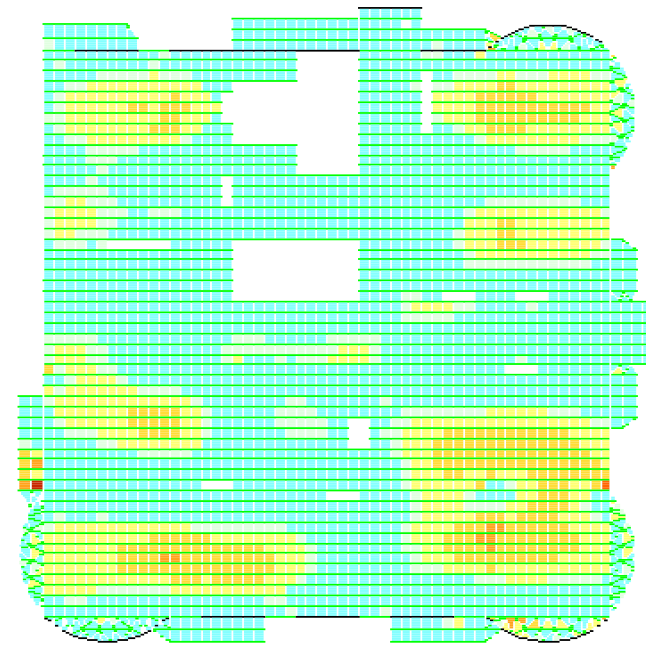


б

Рисунок 3.25 – Необходима площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 72,600 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

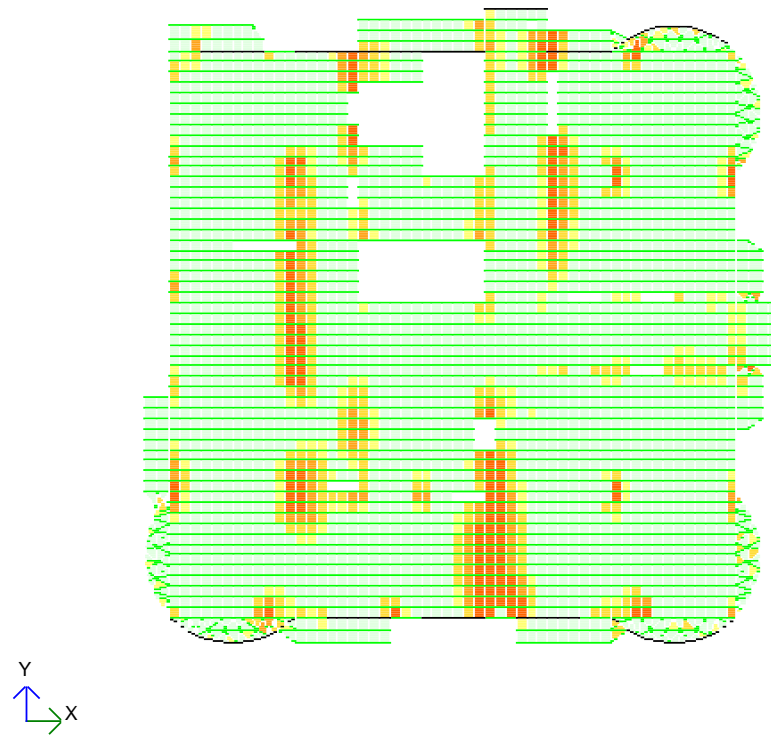
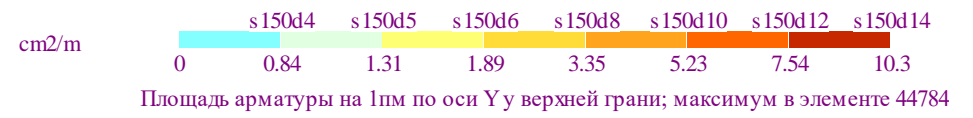
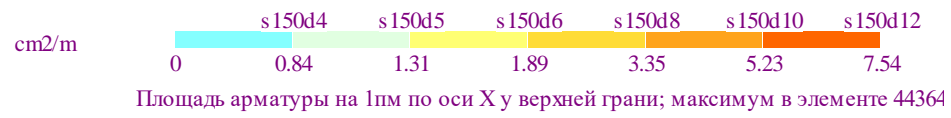


а

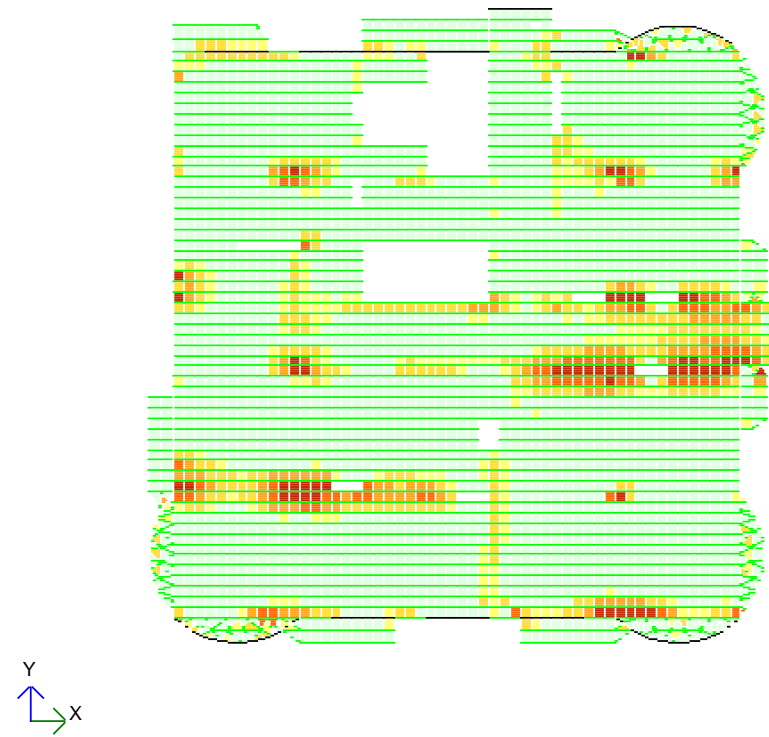


б

Рисунок 3.26 – Необхідна площа перерізу нижньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 75,900 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

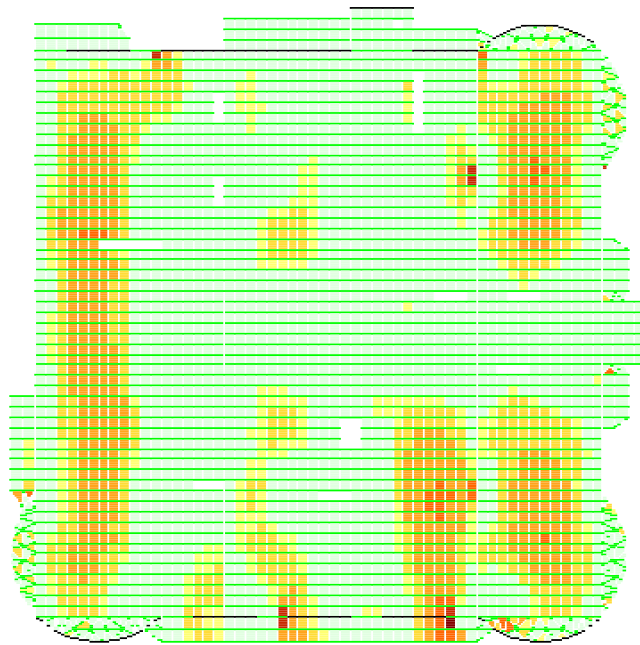
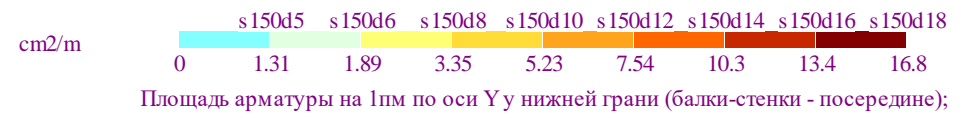
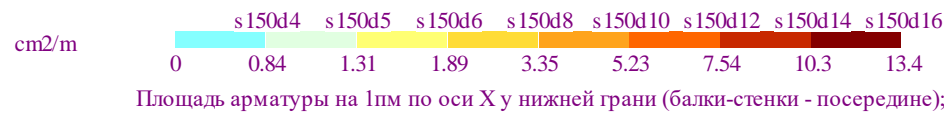


а

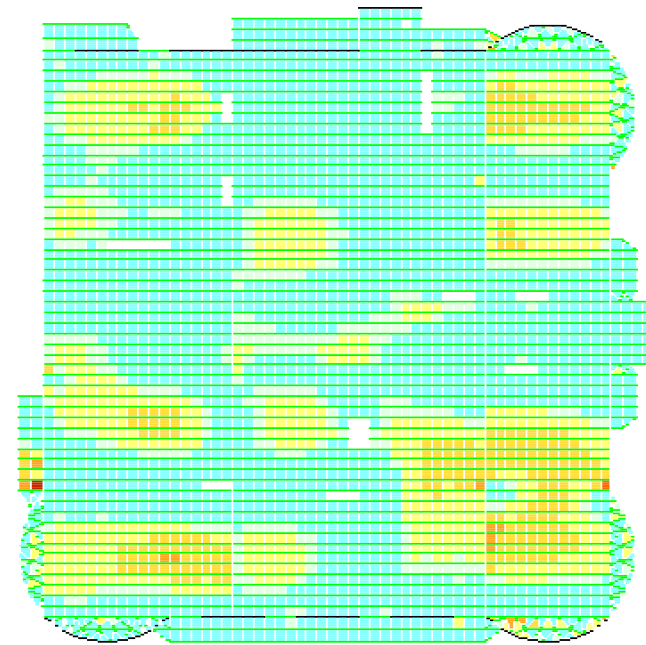


б

Рисунок 3.27 – Необходимая площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити перекриття відм. + 75,900 будівлі блоку 1: а – вздовж буквених осей; б – вздовж цифрових осей

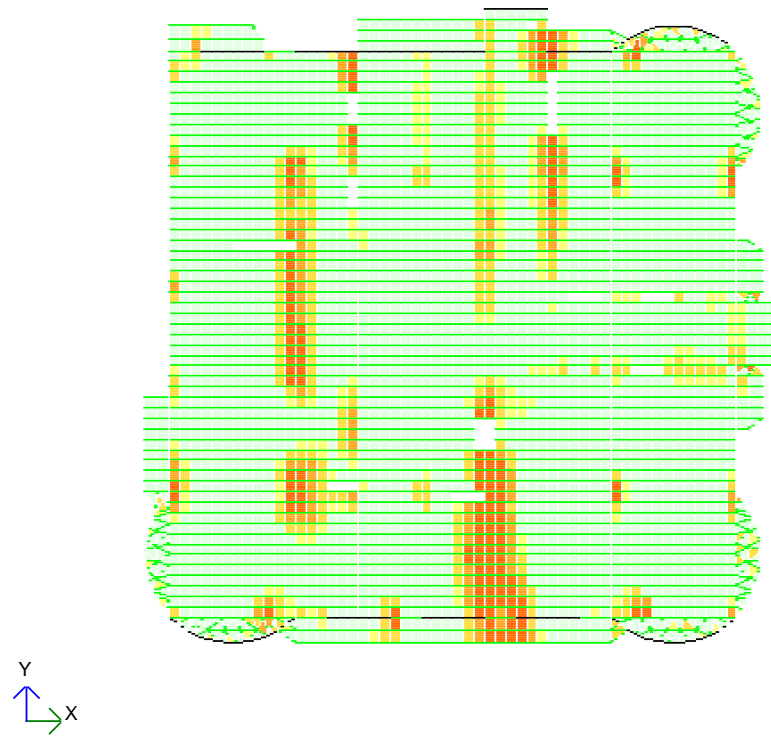
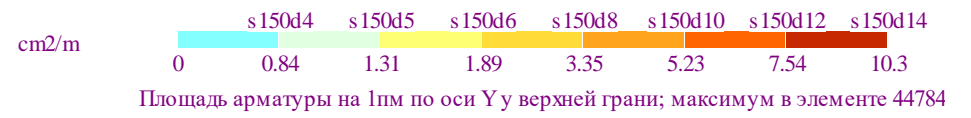
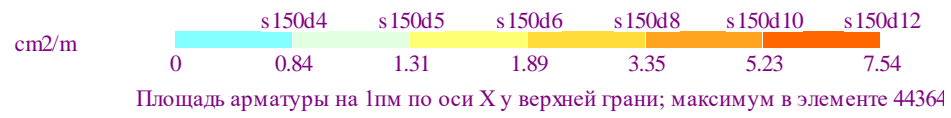


а

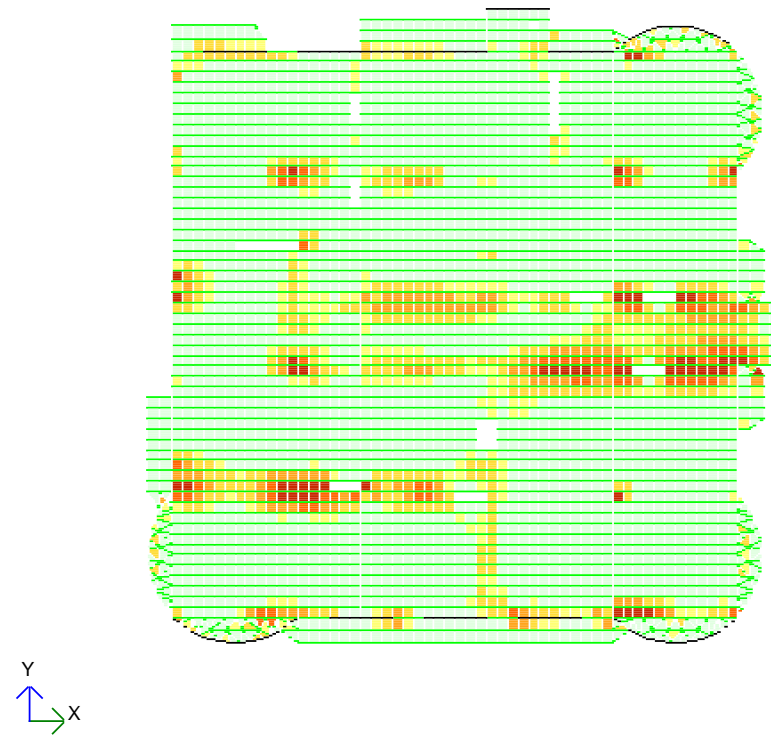


б

Рисунок 3.28 – Необходимая площадь перерезу нижней арматуры на 1 п.м плиты покрытия будівлі блоку 1: а – вздовж літерних осей; б – вздовж цифрових осей



а



б

Рисунок 3.29 – Необходимая площадь перерезу верхньої арматури на 1 п.м плити покриття будівлі блоку 1: а – вздовж літерних осей; б – вздовж цифрових осей

ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

По роботі загалом можна зробити такі висновки:

1. Вибір раціонального типу монолітного перекриття залежить від конструктивної системи будівлі, навантажень на перекриття, геометричних розмірів сітки колон.

2. Для будівель із сіткою колон до $6,8 \times 6,8$ м та тимчасовим корисним навантаженням на перекриття до $5,0 \text{ кН/м}^2$ можна рекомендувати безбалочні монолітні перекриття з капітелями.

3. Для будівель з сіткою колон до $6,8 \times 6,8$ м та тимчасовим корисним навантаженням на перекриття до $2,0 \text{ кН/м}^2$, а також до $6,0 \times 6,0$ м та тимчасовим корисним навантаженням на перекриття до $4,0 \text{ кН/м}^2$ можна рекомендувати безбалочні безкапільні монолітні перекриття.

. Для будівель з сіткою колон до $8,5 \times 8,5$ м та тимчасовим корисним навантаженням на перекриття до $9,0 \text{ кН/м}^2$ можна рекомендувати монолітні ребристі перекриття з балочними плитами або плитами, що оперті за контуром.

5. При проектуванні та розрахунку монолітних безбiлкових перекриттів необхідно звернути увагу на приопорні ділянки сполучення колон і перекриттів, де виникає значна перерізна сила, яка може спричинити крихке руйнування в насиченому арматурою перерізі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Ів'янський А.М. Залізобетонні конструкції: навч. для вузів/Ів'янський А.М. - М.: Державне виробництво сільськогосподарської літератури, журналів і плакатів, 1961. - 400 с.: іл., табл. + дод.
2. Генрі Дж. Коуен Будівельна наука XIX – XX ст, М.: Видавництво, 1982р. - 236 с.: іл
3. Мурашев В.І. Залізобетонні конструкції: Загальний курс: навч. для вузів за спец. «Промислове та цивільне будівництво» / Мурашев В.І., Сігалов Е.Є., Байков В.М.; за ред. П.Л. Пастернака - М.: Держбудвидав, 1962. - 659 с.: Іл.
4. Посібник з розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій з безбалочними перекриттями, - М., Будвидав 1975, - 32 с.
Посібник із проектування залізобетонних конструкцій з безбалочними перекриттями, - М.: Будвидав 1979, - 54 с.
6. Карпенко Н.І. Про сучасні побудови критеріїв міцності бетонних та залізобетонних елементів// Бетон та залізобетон. - 1997. - № 3 - с. 4-7
7. Карпенко Н.І. Загальні методи механіки залізобетону. - М., Будвидав, 1996. - 416 с.
8. Залесов А.С. Розрахунок міцності залізобетонних елементів при дії поперечних сил і кручення // Бетон та залізобетон. - 1976. - № 6 - с. 22-24
9. Залесов А.С., Клімов Ю.А. Міцність залізобетонних конструкцій під час дії поперечних сил. Київ., Будевельник, 1989. - 104 с.
10. Рочняк О.А. Опір поперечному вигину залізобетонних елементів з поздовжньою та відігнутою арматурою (за наявності та відсутності зчеплення з бетоном): Автореф. на соїск. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01/НИИЖБ Держбуду СРСР, М., 1994. - 46 с.
11. Васильєв П.І., Рочняк О.А. Опір залізобетонних елементів поперечним силам. Мінськ., Наука та техніка. - 1978. - 88 с.
12. Козак Ю. Конструкції висотних будівель. М.: Будвидав, 1986. - 240с.

13. Основи комп'ютерного моделювання: навч. посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. 2-е вид. стер. – К.: НАУ, 2019. – 492 с.
14. Тур В.В., Кондратчик А.А. Розрахунок залізобетонних конструкцій при дії сил, що перерізують: монографія. - Брест: вид. БДТУ, 2000. - 400 с.
15. Прокуратов А. Ю. Безбалочні перекриття// Проектування та будівництво цивільних будівель – сайт Олександра Прокуратова. - <http://konstr.narod.ru/text.htm>
16. Саргсян А.Є., Демченко А.Т., Дворянчик Н.В., Джинчвелашвілі Г.А. Будівельна механіка. Основи теорії з прикладами розрахунків: Підручник/Під. ред. А.Є. Саргсяна. - 2-ге вид., Випр. та дод. - М.: Вищ. Шк., 2000. - 416 с.
17. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник. Полтава : ПолтНТУ, 2017. 284 с.
18. Перельмутер А.В., Слівкер В.І. Розрахункові моделі споруд та можливості їх аналізу. Київ., Сталь. - 2002. - 600 с.: іл.
19. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Вид. оф. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
20. Посібник з проектування бетонних та залізобетонних конструкцій їх важких та легких бетонів без попередньої напруги (до СНіП 2.03.01 – 84). М.: Держбуд СРСР - 1989. - 312 с.
21. Бондаренко В.М., Бакіров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.І. Залізобетонні та кам'яні конструкції: навч. для будує. спец. ВНЗ. - 3-тє вид., Виправл. - М.: Вищ. шк., 2004. - 876 с.: іл.
22. Голишев А.Б., Поліщук В.П., Бачинський В.Я. Залізобетонні конструкції т. 1 - Київ., Логос, 2001. - 420 с.
23. Лалін В.В., Колосова Г.С. Чисельні методи будівництва. Рішення одновимірних крайових завдань шляхом кінцевих елементів: Учеб. допомога. Спб.: Вид-во СПбДТУ. 2001. 72 с.

24. Шварцман Б.С. Екстраполяційний метод знаходження чисельних рішень із заданою точністю// Будівельна механіка та розрахунок споруд. СПб.: Вид-во СПбДТУ, 1992. с. 157-162
25. Лукасевич С.А. Локальні навантаження у пластинах та оболонках. - М.: Світ, 1982. - 544с. 26. Стренг Г., Фікс Дж. Теорія методу кінцевих елементів. - М.: Світ, 1977. - 349 с.
27. Молотніков В.Я. Курс опору матеріалів: Навчальний посібник. - СПб.: Вид-во "Лань", 2006. - 384 с.: Іл.
28. Матеріали форуму на сайті www.autocad.ru та www.dwg.ru.
29. Балусєв В.С. Економіка та менеджмент будівництва: навч. для ВНЗ. - М.: Будвидав, 1997. 261 с.;
30. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливу. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 60 с. 31. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини та переміщення. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 10 с.
32. Проектування залізобетонних конструкцій: Довідковий посібник / О. Б. Голишев, В. П. Поліщук та ін; За ред. А. Б. Голишева. - К.: Будівельник, 1990.
33. Довідник проектувальника промислових, житлових та громадських будівель та споруд. Розрахунково-теоретичний. У 2-х кн. Кн. 1. За ред. А. А. Уманського, 1972.
34. Металеві конструкції: загальний курс: підручник / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський та ін. / під заг. ред. О.О. Нілова та О.В. Шимановського. Київ : Вид. «Сталь», 2010. 869 с.
35. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. [Чинний від 2009-01-12]. Вид. оф. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 24 с. (Національні стандарти України).
36. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Вид. оф. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 199 с.

37. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник. Полтава : ПолтНТУ, 2017. 284 с

38. Звіт про інженерно-геологічні дослідження на об'єкті «Житловий комплекс з громадсько-торговельною зоною на перетині вул. Перемоги та бул. Центральний у м. Запоріжжі». - Запоріжжя: ЗФ УкрНДІНТІЗ, 2006. - 45 с.

39. ПК ЛІРА, версія 9. Програмний комплекс для розрахунку та проектування конструкцій. Довідково-теоретичний посібник за ред. А.С.Городецького. - К. - М., 2003. - 464 с.

40. Матеріали ІІ Всеукраїнської науково-практичної конференції за участю молодих науковців «Актуальні питання сталого науково-технічного та соціально-економічного розвитку регіонів України». Запорізький національний університет. Запоріжжя : ЗНУ, 2022. 437 с.

41. Хоменко О.Г. Залізобетонні конструкції: навч. електр. посіб. Глухів, 2017. 208 с.

42. Романюк В.В. Металеві конструкції. Розрахунок елементів і з'єднань: навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2014. 449 с.

43. Баженов В.А, Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Інформатика. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування.: Підручник для студ. вищих навч. закл. – К.: Каравела, 2004. – 360 с.

ВІДГУК

керівника кваліфікаційної роботи

здобувача рівня вищої освіти «другий (магістерський)»

Ез-Заїм Карім
(П.І.Б.)

Кваліфікаційна робота на тему: «Вплив заходів з реконструкції на експлуатаційні властивості будівель».

Викона згідно до завдання, відповідає темі, містить 32 листа
(не) згідно (не) відповідає
графічного матеріалу і пояснювальну записку з 111 сторінок, підписана консультантами і має рецензію.

1. Актуальність теми, наявність замовлення роботи підприємством (організацією) ___
Актуальність обраної теми обумовлена тим, що однією з найбільш гострих проблем є розрахунок та конструювання вузла примикання колони до такого перекриття. Технічним аспектом цієї проблеми є необхідність будівництва бескапільних безбалочних плит, що пов'язано з прокладанням інженерних комунікацій, підвищенням вимог замовника щодо архітектурно-планувальних рішень.

2. Глибина обґрунтувань прийнятих рішень (повнота розрахунків, наявність багато-варіантності) _____

- У кваліфікаційній роботі наведено аналіз нормативних вимог та рекомендацій щодо проектування перекриттів будівель та споруд.

3. Загальний рівень підготовки та ерудиції здобувача ступеня вищої освіти «магістр»
відповідає прийнятим вимогам

4. Творчий потенціал і ступінь самостійності студента у вирішенні поставлених задач на достатньому професійному рівні

5. Науковий рівень (для робіт дослідницького характеру) та глибина експериментальних досліджень виконано у повному обсязі та відповідає вимогам

6. Застосування сучасних системних та інформаційних технологій, фізичного або математичного моделювання, наявність обґрунтування вибору типу ЕОМ, застосування стандартних та оригінальних програм, наявність аналізу результатів та їх використання у роботі кваліфікаційна робота магістра виконана за допомогою сучасних комп'ютерних технологій та сучасних нормативних документів

7. Відповідність оформлення до вимог діючих стандартів оформлено згідно норм та стандартів

8. Дотримання студентом графіка виконання роботи дотримано

9. Наукова цінність роботи, практична значимість _____

Наукова цінність роботи одержаних результатів полягає в наступному: робота виконувалася виходячи з можливості її адаптації до застосування у країнах із спекотним кліматом.

Практичне значення одержаних результатів: виявлено, що відповідні прийоми багатоповерхової забудови в жарко-кліматичних умовах можуть і повинні бути використані як керування мікрокліматом території.

10. У кваліфікаційній роботі магістра можна відмітити такі недоліки: _____

Як побажання слід висловити наступне: бажано було б більш детально розглянути існуючі типи монолітних перекриттів, але приведені зауваження не впливає на якість виконання роботи.

Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана на відповідальному рівні і при відповідному захисті заслуговує на оцінку:

кількість балів 97 національною Вісміткою ЄКТС A

Керівник к.т.н., доцент
(посада, науковий ступінь)


(підпис)

Савін В.О.
(ПІБ)

Рецензія

здобувача рівня вищої освіти «магістр»

Ез-Заїм Карім
(П.І.Б.)

Кваліфікаційна робота на тему: «Вплив заходів з реконструкції на експлуатаційні властивості будівель»

Кваліфікаційна робота магістра виконана згідно до завдання відповідає темі,
(не) згідно не (відповідає)

містить мультимедійну репрезентацію листів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 111 сторінок.

1. Актуальність теми (повнота постановки проблеми, формування проблеми та її значимість, постановка завдань досліджень) Тема магістерської роботи є актуальною тому що в даний час до 65% житлових та громадських будівель будується за технологією монолітного бетонування. Ця технологія обумовлює багато особливостей конструювання окремих несучих вузлів та елементів будівель.

2. Ступінь науковості роботи (широта вивчення результатів досліджень за проблемою, методика дослідження, наявність елементів наукової новизни та ступінь їх розробки)

У кваліфікаційній роботі наведено визначення найбільш раціонального типу монолітних перекриттів на підставі аналізу конструктивних систем будівель, досвіду їх проектування, будівництва та експлуатації, а також особливостей їх розрахунку і конструювання.

Наукова цінність роботи одержаних результатів полягає в наступному: робота виконувалася виходячи з можливості її адаптації до застосування в країнах з жарким кліматом.

3. Якість подачі матеріалу роботи (ступінь взаємозв'язку розділів роботи, застосування комп'ютерних технологій, чіткість і технічна грамотність оформлення роботи, науковий стиль викладення матеріалу)

Магістерська робота виконана за допомогою сучасних комп'ютерних технологій. Усі розділи магістерської роботи оформлені згідно норм та відповідають вимогам, що висуваються до магістерських робіт. Розділи взаємозв'язані один з одним, чітко та технічно грамотно оформлені. Науковий стиль викладення матеріалу – виконано у повному обсязі та відповідає вимогам, що висуваються до магістерської роботи.

4. Практична значимість результатів роботи (рівень реальності результатів та пропозицій, техніко - економічні показники запропонованих рішень, наявність публікацій за темою роботи)

Практичне значення одержаних результатів полягає в проведенні огляду нормативних вимог і рекомендацій з проектування перекриттів будинків і споруд. В результаті були отримані по просторовій схемі переміщення, нормальні зрушуючі напруження в бетоні і арматурі, картина руйнування і дані про стан матеріалів.

5. Недоліки кваліфікаційної роботи магістра: бажано було навести більш детально огляд нормативних вимог. Приведене зауваження не впливає на якість виконання роботи.

6. Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана (ний) на відповідальному рівні і заслуговує оцінки:

кількість балів 97

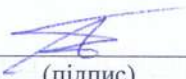
за національною шкалою бутично

за шкалою ЄКТС A

Рецензент доцент кафедри міського будівництва і архітектури

Запорізького національного університету

(посада, місце роботи)


(підпис)

Банах А.В.
(П.І.Б.)