

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ  
КАФЕДРА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА І ГОСПОДАРСТВА (МБГ)

(повна назва кафедри)

## Кваліфікаційна робота

Магістра

(рівень вищої освіти)

на тему Підвищення експлуатаційних та техніко-економічних показників при застосуванні сучасних архітектурно-конструктивних рішень будівель

Виконав: студент VI курсу, групи БУД 18-1мд  
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва спеціальності)

освітньої програми Міське будівництво та господарство

(код і назва освітньої програми)

спеціалізації Міське будівництво і господарство

(код і назва спеціалізації)

Зотов Сергій Ігоревич

(ініціали та прізвище)

Керівники Савін В.О.

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

Рецензент Світлична В.Б.

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

Запоріжжя  
2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІНЖЕНЕРНИЙ ІНСТИТУТ

Факультет Будівництва та цивільної інженерії  
Кафедра Міського будівництва та господарства  
Рівень вищої освіти магістерський  
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
(код та назва)  
Освітня програма «Міське будівництво та господарство»  
(код та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри Балах А.Р.  
« 03 » 03 20 19 року

ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТОВІ

Зотов Сергій Ігоревич

(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Підвищення експлуатаційних та техніко-економічних показників при застосуванні сучасних архітектурно-конструктивних рішень будівель

керівник роботи Савін Валерій Олександрович  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом ЗНУ від « 10 » 09 20 19 року

№ 1542-с



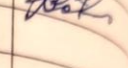
2 Строк подання студентом роботи 10 січня 2020

3 Вихідні дані до роботи вихідні дані стосовно архітектурних підходів сучасності до проектування безбалкових залізобетонних будівель

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Основні види конструкцій монолітного будівництва, що застосовуються. 2. Технічний стан будівель з безбалковими перекриттями, що експлуатуються. 3. Приклад розрахункового обґрунтування застосування конструкцій будівель з безбалковими капітельними перекриттями.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) 31 листів


### 6 Консультанти розділів роботи

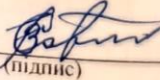
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис
Розділ 1	Савін В.О.	
Розділ 2	Савін В.О.	
Розділ 3	Савін В.О.	


7 Дата видачі завдання 03.09.2020р

### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи
1	Основні види конструкцій монолітного будівництва, що застосовуються	з 01.10 по 24.10.2019
2	Технічний стан будівель з безбалковими перекриттями, що експлуатуються	з 25.10 по 20.11.2019
3	Приклад розрахункового обґрунтування застосування конструкцій будівель з безбалковими капітельними перекриттями	з 21.11 по 13.12.2019

Студент  С.І. Зотов  
(підпис) (ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проекту)  В.О. Савін  
(підпис) (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено  
Нормоконтролер  Фостащенко О.М.  
(підпис) (ініціали та прізвище)

## АНОТАЦІЯ

Зотов С.І. Підвищення експлуатаційних та техніко-економічних показників при застосуванні сучасних архітектурно-конструктивних рішень будівель

Кваліфікаційна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник В.О. Савін. Запорізький національний університет. Інженерний інститут. Факультет будівництва та цивільної інженерії, кафедра міського будівництва і господарства, 2020.

В першому розділі роботи зведені всі дані по наявній класифікації залізобетонних перекриттів і розподільних систем. Проведений огляд існуючих нормативних підходів до питань розрахунку й конструювання залізобетонного перекриття, а також огляд по наявним на цей час інженерним інструментам розрахунку таких конструкцій. Розглянуті найбільш значимі науково-дослідні роботи, які проведені останнім часом у даному напрямку.

У другому розділі приділяється увага технічній експлуатації залізобетонних безбалкових перекриттів. Зокрема описується методика обстеження залізобетонних конструкцій і її особливості, найбільш характерні пошкодження, що утворюються внаслідок недодержання приписів проектною документації і недотримання технології виробництва, а також описані деякі випадки аварій, що сталися внаслідок порушень норм або людського фактору.

У третьому розділі був проведений розрахункового обґрунтування застосування конструкцій з безбалковими капітельними перекриттями з використанням комп'ютерної програми SCAD.

Ключові слова: ЗБІРНІ БЕЗБАЛКОВІ ПЕРЕКРИТТЯ, ЗБІРНО-МОНОЛІТНІ ПЕРЕКРИТТЯ, МОНОЛІТНІ ПЕРЕКРИТТЯ, КАПІТЕЛЬ, МЕТОДИКА, МЕТОД КІНЦЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАННИЙ СТАН, СТІЙКІСТЬ, НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ, ДЕФЕКТИ, ПОШКОДЖЕННЯ, ЗУСИЛЛЯ, ЖОРСТКІСТЬ, СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК.

## SUMMARY

Zotov S.I. Improvement of operational and technical and economic indicators at application of modern architectural and structural decisions of buildings.

Qualifying work for a master's degree with a specialty 192 - Civil Engineering and Engineering, scientific supervisor V.O. Savin. Zaporizhzhya National University. Institute of Engineering. Faculty of Civil Engineering and Civil Engineering, Department of City Building and Economy, 2020.

The first section of the paper summarizes all the data on the existing classification of concrete floors and distribution systems. An overview of the existing regulatory approaches to the issues of calculation and design of reinforced concrete flooring, as well as an overview of the currently available engineering tools for the calculation of such structures. The most significant research works that have been carried out recently in this area are considered.

The second section focuses on the technical operation of reinforced concrete without beams. In particular, the methodology of inspection of reinforced concrete structures and its features, the most characteristic damage resulting from the failure to comply with the design documentation and non-compliance with production technology, as well as describes some cases of accidents that occurred due to violations of standards or human factors.

In the third section, a design justification for the use of non-beamed overlapping structures was conducted using the SCAD computer program.

Keywords: COMPOSITE WITHOUT FLOOR BEAMS, MONOLITHIC CEILINGS, MONOLITHIC SLABS, CAPITALS, METHODS, FINITE ELEMENT METHOD, STRESS DEFORMOVANNYY STATE, SUSTAINABILITY, CARRYING CAPACITY, DEFECTS, DAMAGES EFFORTS RIGIDITY, STATIC CALCULATION.

## АННОТАЦИЯ

Зотов С.И. Улучшение эксплуатационных и технико-экономических показателей при применении современных архитектурных и конструктивных решений зданий.

Квалификационная работа для получения степени магистра по специальности 192 - Строительство и инжиниринг, научный руководитель В.О. Савин. Запорожский национальный университет им. Инженерный институт. Факультет гражданского строительства и гражданского строительства, Кафедра городского строительства и экономики, 2020.

В первом разделе обобщены все данные о существующей классификации бетонных полов и систем распределения. Обзор существующих нормативных подходов к вопросам расчета и проектирования железобетонных полов, а также обзор доступных в настоящее время инженерных инструментов для расчета таких конструкций. Рассмотрены наиболее значимые исследовательские работы, проведенные в последнее время в этой области.

Второй раздел посвящен технической эксплуатации железобетона без балок. В частности, методология осмотра железобетонных конструкций и ее особенности, наиболее характерные повреждения в результате несоблюдения проектной документации и несоблюдения технологии производства, а также описаны некоторые случаи аварий, произошедших из-за нарушений стандартов или человеческих факторов.

В третьем разделе обоснование конструкции для использования неперекрывающихся перекрывающихся структур было проведено с использованием компьютерной программы SCAD.

Ключевые слова: СБОРНЫЕ БЕЗБАЛКОВЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ, СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ, МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ, КАПИТЕЛИ, МЕТОДИКА, МЕТОД КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ, УСТОЙЧИВОСТЬ, НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ, ДЕФЕКТЫ, ПОВРЕЖДЕНИЯ, УСИЛИЯ, ЖЕСТКОСТЬ, СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ.

## Зміст

Вступ.....	8
РОЗДІЛ 1. Основні види конструкцій монолітного будівництва, що застосовуються .....	10
1.1. Збірні безбалкові перекриття.....	10
1.2. Збірно-монолітні безбалкові перекриття .....	13
1.3 Монолітні безбалкові перекриття.....	17
1.4 Конструкція універсальна безбалкова - КУБ.....	22
1.5 Безригельний каркас інституту матеріалознавства Словенії - «ІМС» .....	26
1.6 Висновки і постановка задачі .....	28
РОЗДІЛ 2. Технічний стан будівель з безбалковими перекриттями, що експлуатуються .....	30
2.1. Методика обстеження .....	30
2.2. Випадки аварійного руйнування безбалкових перекриттів .....	36
2.3 Техногенні причини прогресуючого обрушення будівель .....	47
2.4. Висновки.....	52
РОЗДІЛ 3. Приклад розрахункового обґрунтування застосування конструкцій будівель з безбалковими капітельними перекриттями .....	53
3.1 Конструктивна схема і характеристика конструкцій будівлі .....	54
3.3. Результати розрахунку .....	69
3.4 Висновки.....	72
РОЗДІЛ 4. Основи контролю якості та охорони праці при будівництві.....	74
Висновки.....	80
Список використаних джерел.....	82
Додаток А – Розрахункові графіки.....	87

## Вступ

На сучасному етапі будівництва цивільних і громадських будівель необхідно застосовувати такі індустріальні конструкції, які найбільш повно відповідали б архітектурно-будівельним вимогам: можливості гнучкого планування в будівлях з різними функціями і створенню різноманіття фасадів при одній конструктивній схемі, зібраній з уніфікованих елементів. Дуже важливо зробити ці конструкції легкими і простими при виготовленні і монтажі.

Цім вимогам у багатьох випадках найбільш повно відповідає залізобетонний каркас з безбалковими перекриттями, який дає можливість створити універсальну конструкцію для будівель з різною поверховістю і різним призначенням.

Поряд з розвитком виробництва будівельних конструкцій і виробів повної заводської готовності, широке поширення набуло зведення будівель і споруд з монолітного залізобетону.

Масове монолітне домобудівництво переходить від кустарної технології і мізерних обсягів до сучасним методам зведення і поточному будівництву. В умовах ринкових відносин, при дефіциті житла і соціально культурних об'єктів в Україні, у цього ефективного методу домобудівництва безсумнівно великі перспективи.

**Мета роботи** - збір, аналіз, систематизація різновидів сучасних архітектурно-конструктивних рішень, їх експлуатація та способи розрахунку.

### **Задачі дослідження:**

- дослідження конструкцій для вдосконалення їх застосування та експлуатації;
- методика обстеження технічного стану залізобетонних конструкцій;
- причини виникнення аварійних ситуацій;
- визначення напружено-деформованого стану залізобетонних безбалкових перекриттів;

**Об'єкт дослідження** - каркаси із залізобетонними безбалковими



перекриттями.

**Методи дослідження** - робота являє собою теоретичне дослідження, яке виконано за допомогою комп'ютерних технологій та програмного забезпечення, операційних досліджень.

Предмет дослідження - особливості роботи безбалкових перекриттів під впливом навантажень при різних конструктивних схемах.

**Актуальність теми** - обумовлена поширенням у теперішній час застосування конструкцій залізобетонних безбалкових перекриттів.

## **РОЗДІЛ 1. Основні види конструкцій монолітного будівництва, що застосовуються**

Розглянемо основні принципи конструювання перекриттів з капітелями, принципи розрахунків таких конструкцій були сформульовані ще до 50-х років ХХ століття. Серед безлічі пропозицій найбільш цікавою можна назвати так званий "КУБ" (каркас уніфікований безбалковий). Проте жодна з розробок не вийшла в масову серію. У СРСР безбалкові перекриття масово застосовувалися тільки на будівництві промбудівель (по [12]). При цьому використовувалася збірно-монолітна технологія зведення. В даний час при розвитку монолітного домобудівництва питання конструювання вирішуються при робочому проектуванні, єдине технічне рішення відсутнє.

У наш час виділяють наступні види конструктивних систем багатоповерхових каркасних будинків із плоскими перекриттями:

- збірні безбалкові перекриття;
- монолітні безбалкові перекриття;
- збірно-монолітні безбалкові перекриття.

### **1.1. Збірні безбалкові перекриття**

Простота і однорідність конструкцій збірних безбалкових перекриттів (Рис. 1.1) найбільш відповідає потребам серійного виготовлення їх типових елементів (колон, капітелей і плит) на спеціалізованих заводах збірного залізобетону. При корисних навантаженнях на перекриття  $10 \text{ кН/м}^2$  і більш збірні безбалкові перекриття економічніші за балкові. їх монтують з трьох елементів: капітелі 2, надколонної плити 3 і пролітної плити 4 (Рис. 1.2). Капітелі зазвичай приймають порожнистими і встановлюють їх на виступи колон (Рис. 1.2). Капітелі розраховують як консолі колони спочатку на монтажне навантаження, а згодом після набрання проектною міцності - на повне навантаження у стадії експлуатації. Розрахункову арматуру укладають у верхній зоні замоноличування. Стінки капітелей армують конструктивно, тому що вони випробовують стискаючі напруги.

Надколонні плити працюють як балки. Їх проектують нерозрізними за допомогою зварювання закладних деталей на опорах і виконують ребристими або багатопустотними. Опорні і пролітні моменти надколонних плит з урахуванням їхнього перерозподілу визначають по даних. Пролітна плита (Рис. 1.2) спирається на міжколонні плити по чотирьох сторонах і тому працює на вигин як плита, що працює у двох напрямках. Її товщина менша за товщину міжколонних плит на висоту чверті, на яку спираються пролітні плити. Після зварювання закладних деталей шви між збірними елементами замонолічують бетоном. Після ретельного зварювання закладних деталей і замонолічування швів бетоном міжколонні плити працюють як ригелі рам.

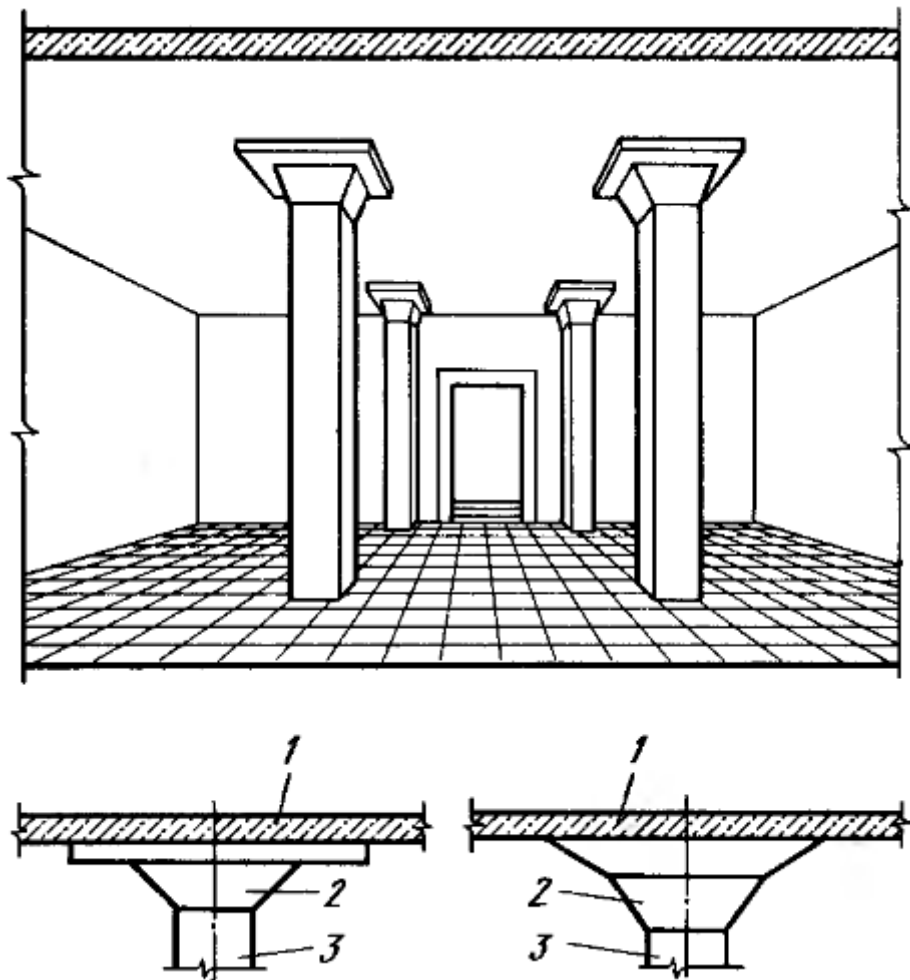


Рис. 1.1 Безбалкове перекриття. 1 - плита перекриття, 2 - капітелі колон, 3 - колона

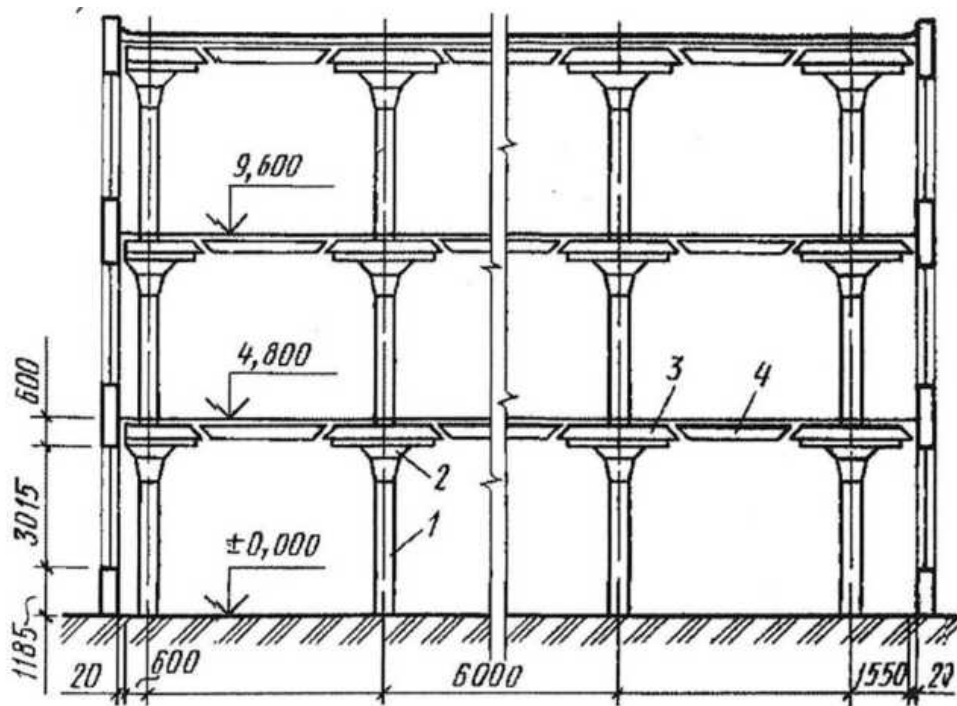


Рис. 1.2 Багатоповерхова збірна будівля з безбалковими перекриттями:

1 - колона, 2 - капітель, 3 - надколонна плита, 4 - пролітна плита

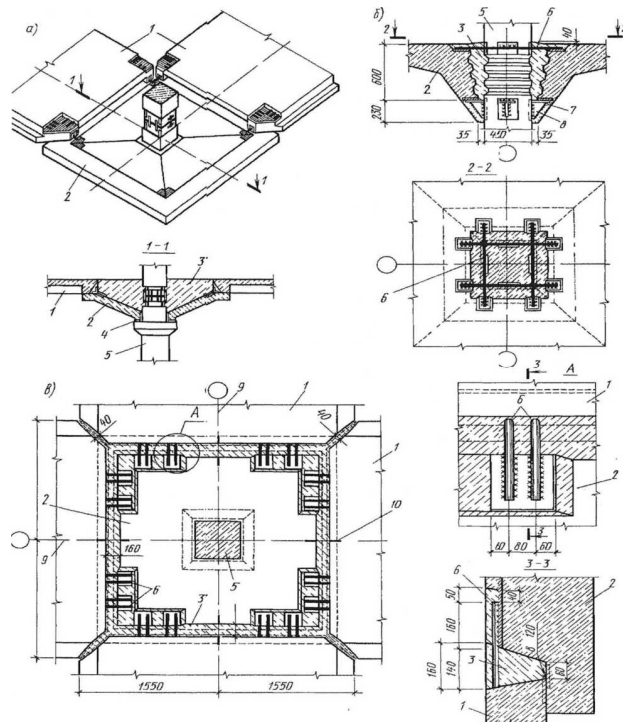


Рис. 1.3 до конструювання капітелі

а, б, в - відповідно порожниста, суцільна і плоска капітелі; 1 - міжколонні плити, 2 - капітель, 3 - бетон, 4 - закладні деталі, 5 — колона, 6 - стикові стрижні, 7 - обетонування монтажних столиків, 8 - монтажні столики, 9 - разбивочна вісь, 10 - риски геометричних вісей

Враховуючи можливість одночасного руйнування міжколонних і пролітних плит, збірні безбалкові перекриття розраховують на смугове навантаження так само як монолітне безбалкове перекриття.

## **1.2. Збірно-монолітні безбалкові перекриття**

**Капітельні перекриття.** Збірно-монолітні безбалкові безкапітельні перекриття, маючи усі позитивні якості безбалкові монолітних безбалкових капітельних перекриттів (гладка стеля, мінімальна конструктивна висота), у той же час є значно економічніші їх. Вони більш економічні і у зрівнянні з балковими збірно-монолітними перекриттями, тому що для їхнього виготовлення необхідно менше часу і ручної праці. Примірна конструкція у двох варіантах збірно-монолітних безбалкових перекриттів приведена на Рис. 1.6. Капітелі у вигляді усічених пірамід (варіант I) монтують за допомогою монтажних хомутів. Після монтажу капітель і колону з'єднують бетонними шпонками, що створюються після замонолічування стику. На капітелі у двох взаємно перпендикулярних напрямках укладають тонкостінні завчасно напруженні надколонні плити. Таку ж тонкостінну плиту розміщують у центрі перекриття. По верху укладають монолітний бетон товщиною 4... 5 см по прольотній (центральної) плиті і товщиною 9... 10 см - по надколонним плитам. У місцях негативних моментів укладають верхню опорну ненапружену арматуру.

У такому перекритті повністю відсутні закладні деталі, а обсяг порівняно дешевого монолітного бетону складає 46% від загального обсягу перекриття. Плaskі капітелі монтують за допомогою виступів по периметру колон (Рис. 1.6 варіант II). Зв'язок між капітеллю і колоною виконують зварюванням закладних деталей. Надколонні і пролітні плити- балки виконують з попередньо напружених багатопорожнистих плит. Монолітний бетон укладають тільки по надколонним плитам. У ньому встановлюють верхню опорну ненапружену арматуру для сприйняття негативних згинаючих моментів.

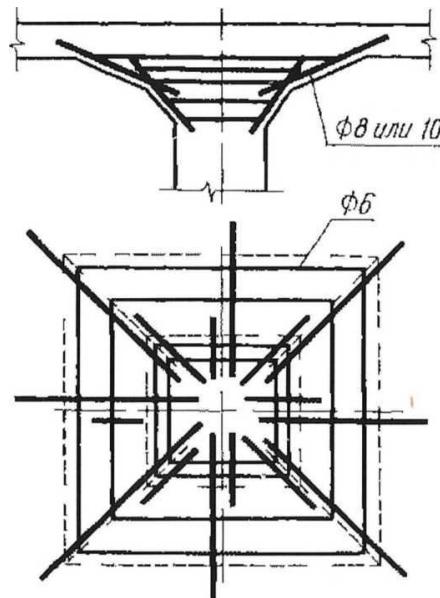


Рис. 1.4 Армування капітелі

При відсутності плит з попередньо напруженої арматурою доцільно застосовувати в безбалкових перекриттях колони й капітелі із збірного, а плити - з монолітного залізобетону (Рис. 1.5). Щити інвентарної опалубки підвішують до капітелей або укладають на пересувні риштування.

**Безкапітельні перекриття.** Під безкапітельними умовно розуміють безбалкові перекриття, виготовлені методом підйому поверхів - «підйомні плити». Вони є особливо перспективними, так як у них найбільш вдало поєднуються переваги збірного і монолітного залізобетону. Сутність безкапітельних безбалкових перекриттів полягає в тому, що плити перекриттів для всіх поверхів бетонують внизу одна над одною з роздільними прокладками (Рис. 1.7).

У місцях, де крізь перекриття проходять колони, залишають отвори, облямовані сталевими комірами - хомутами, що зашпаровуються в бетон при бетонуванні перекриттів. Після придбання плитами необхідної міцності піднімають в проектне положення конструкції даху, монтують конструкції верхнього поверху, а потім піднімають верхній поверх в проектне положення і т.д. Перекриття в проектному положенні закріплюють зварюванням сталевих закладних деталей. Поверхи підіймають гідравлічними домкратами,

встановленими на колонах і працюючих синхронно.

Основна перевага безкапітельних перекриттів полягає в їх індустріальності. Вони виявляються економічними для навантажень до  $20 \text{ кН/м}^2$ . Безкапітельні перекриття розраховуються так само як і монолітні безбалкові перекриття.

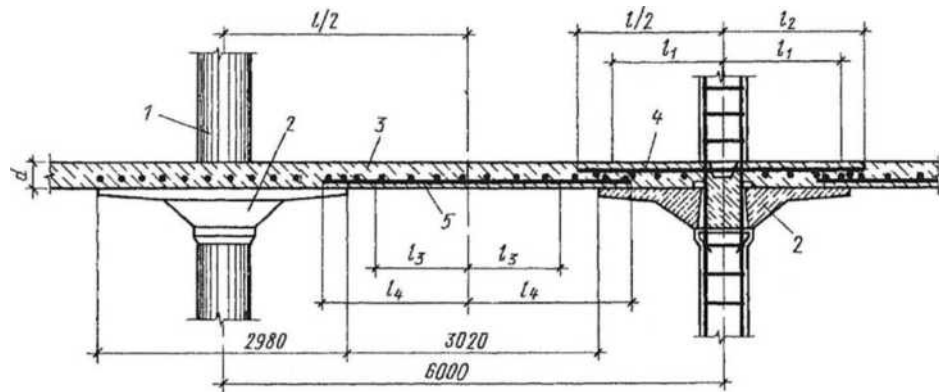


Рис. 1.5 Безбалкове перекриття з монолітною плитою 1 - збірна колона, 2 - збірна капітель, 3 - монолітна залізобетонна плита, 4 - опорна арматура, 5 - пролітна арматура, б - по розрахунку.

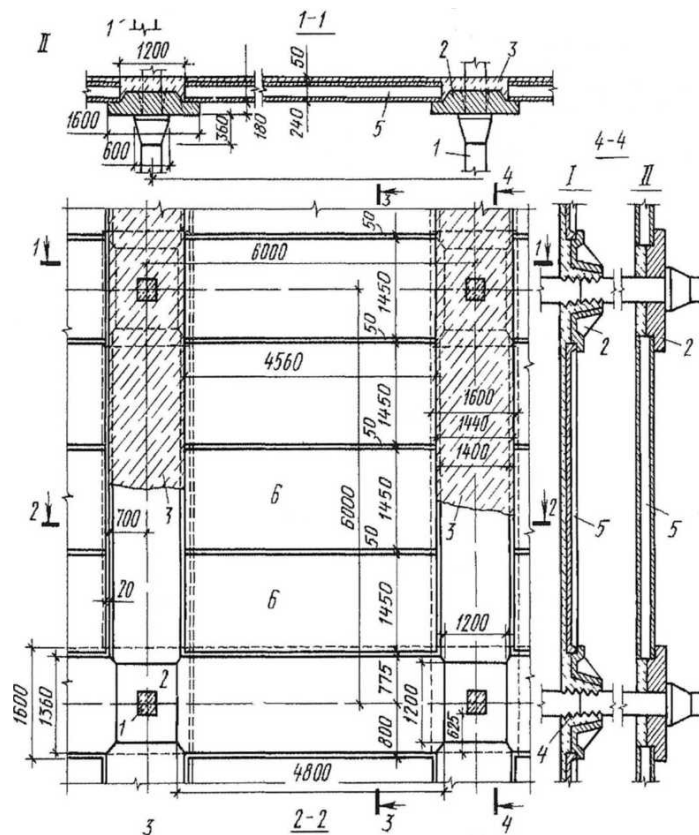


Рис. 1.6 Збірно-монолітне безбалкове перекриття I - з ребристих плит, II - з

порожнистих плит, 1 - колона, 2 - капітель, 3 - бетон замонолічування, 4 - бетонні шпонки на колонах, 5 - міжколонні плити, 6 - прольотні плити.

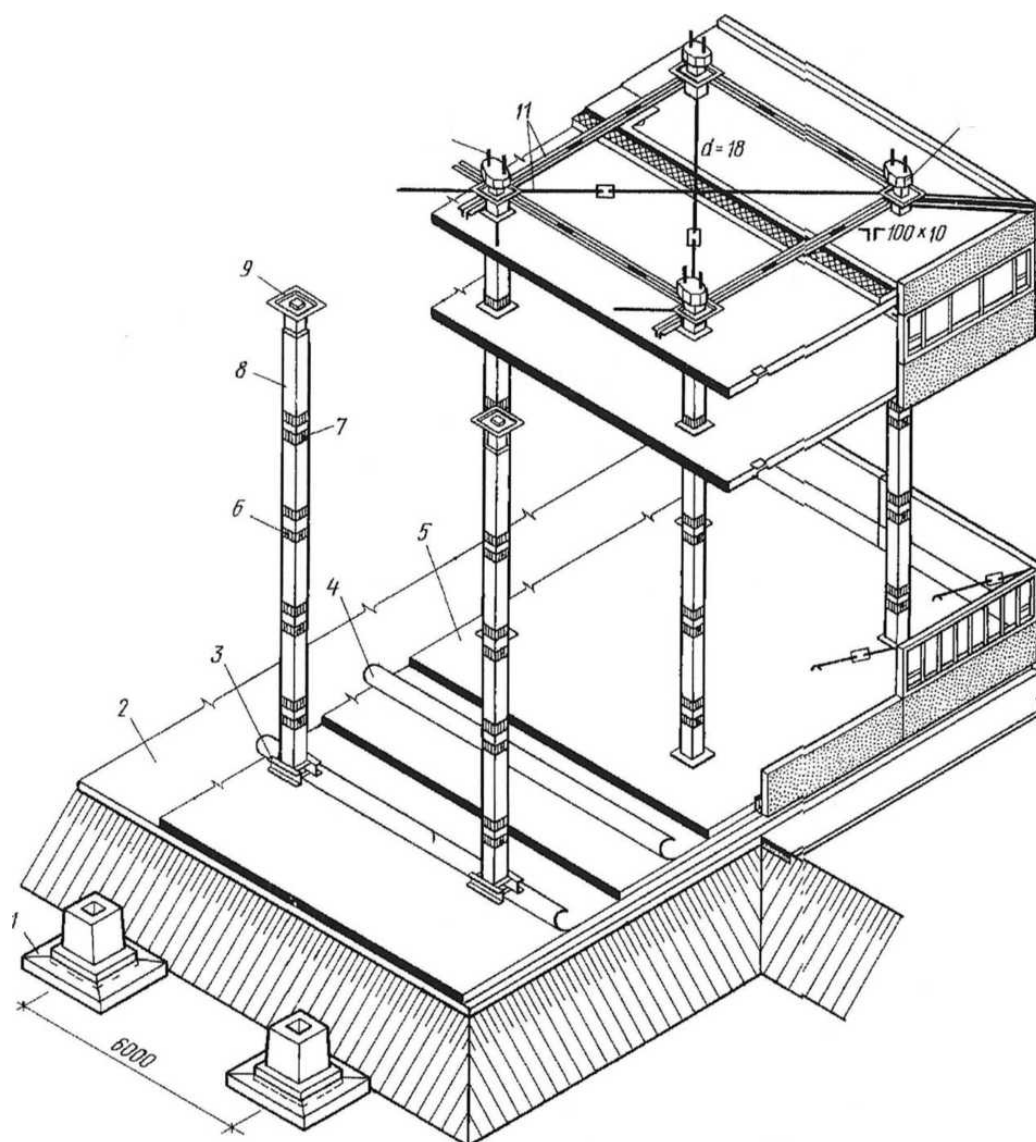


Рис. 1.7 Багатоповерхова будівля, що зводиться методом підйому поверхів 1 - фундамент, 2 - підлога першого поверху, 3 - комірць, 4 -- роздільна прокладка, 5 - виготовлена плита, 6 - обойма колони, 7 - отвір 120x80 мм для закладного стрижня, 8 - колона, 9 - оголовок, 10 - гвинтова тяга діаметром 50мм, 11 - система монтажних зв'язків, 12 - габаритна схема гідропідйомника.



### 1.3 Монолітні безбалкові перекриття

**Конструктивна схема.** Монолітні безбалкові перекриття (Рис. 1.1) широко застосовують для перекриття холодильників, м'ясокомбінатів, підземних резервуарів, метро, де кращі гладкі стелі. Таке перекриття складається з плити 1 з консоллю, капітелей 2 і колони 3.

Улаштування капітелей у верхній частині колон обумовлено конструктивними причинами: 1) забезпечення достатньої жорсткості сполучення колони з плитою; 2) забезпечення достатньої міцності плити на продавлювання по периметру колони; 3) зменшення розрахункового прольоту плити і більш рівномірним розподілом моментів по ширині плити. У цих цілях зверху капітелей колони улаштовують так звані надкапітельні плити (потовщені плити над колоною).

Безбалкові перекриття проектують під типові тимчасові навантаження 5, 10, 15, 20 та 30 кН/м<sup>2</sup>, приймають квадратну або прямокутну сітку колон, співвідношення більшого прольоту до меншого обмежують співвідношенням  $l_2/l_1 < 4/3$ . Перекриття з співвідношенням  $l_2/l_1 = 1$  (квадратна сітка колон) є більш економічними. Крок колон зазвичай приймають 6х6м. За аналогією з балковими перекриттями з розтягнутої зони міжколонних полів плити безбалкового перекриття бетон доцільно видаляти. У результаті отримують полегшені безбалкові перекриття при істотній економії бетону і арматури.

Зберігаючи однакову товщину плити можна також зробити місцеве видалення бетону із заміною його пустотілими скляними, бетонними або керамічними блоками (вкладишами) з укладанням арматури у ребра між ними.

Безбалкові монолітні перекриття у зрівнянні з монолітними балковими мають наступні переваги:

- менша будівельна висота;
- менша важкість виконання робіт;
- відсутність виступаючих ребер на стелі, що здешевлює оздоблювальні роботи і покращує санітарні умови експлуатації.

При тимчасових навантаженнях на перекриття 10 кН/м<sup>2</sup> і більш

безбалкові перекриття економічніші за балкові.

Товщину монолітної безбалкової плити приймають з умов необхідності її жорсткості для важких і легких бетонів.

$$h_{pl}=(1/32\dots 1/35) l_2, h_{pl}=(1/27\dots 1/30) l_2, \quad (1)$$

де  $l_2$  - розмір більшого прольоту плити.

Товщину перевіряють з умов недопущення продавлювання її капітеллю і вантажем, що зосереджений на невеликій площі.

**Розрахунок капітелі.** Для монолітних безбалкових перекриттів, що розраховуються за методом граничної рівноваги, рекомендується приймати квадратні або прямокутні в плані капітелі ламаного обрису (Рис. 1.8). За розрахункову ширину капітелі приймають діаметр основи конуса на нижній поверхні плити перекриття з прямим кутом при вершині і дотичного внутрішньої поверхні капітелі. Призначення її обґрунтовано на тому, що реакція опори розподіляється у бетоні під кутом  $45^\circ$ .

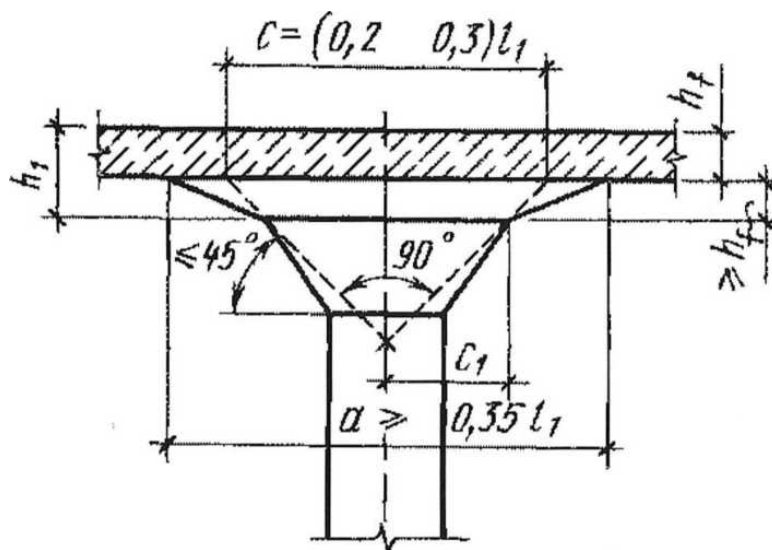


Рис. 1.8 Схема капітелі безбалкового перекриття

Кращі техніко-економічні показники спостерігаються у перекриттів з розрахунковою шириною капітелі  $c = 0,3l$ . Не рекомендується приймати  $c < 0,2l$ . Співвідношення  $c_1/l_1$  та  $c_2/l_2$  зазвичай приймають  $0,08\dots 0,12$ , а відношення  $h_1/h_{pl} - 2\dots 2,5$ .

Половину ширини капітелі визначають рівною відповідно в напрямку прольотів  $l_1$  та  $l_2$ .

$$\begin{aligned} \frac{a}{2} &\geq c_1 + 0.09 \cdot l_1 \cdot \frac{h_1 - h_{pl}}{h} pl \\ \frac{b}{2} &\geq c_2 + 0.09 \cdot l_2 \cdot \frac{h_1 - h_{pl}}{h} pl \end{aligned} \quad (1), \quad (2)$$

кут нахилу нижньої частини капітелі не більш ніж  $45^\circ$ .

Міцність капітелі і плити на продавлювання забезпечена, якщо на відстані  $x$  і відповідно  $y$  дотримується умова

$$\begin{aligned} F &= \varphi \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0, \\ F &= (g + v) \cdot [l_1 \cdot l_2 - 4(x + h_0) \cdot (y + h_0)], \\ U_m &= \left( \frac{2x + 2h_0 + 2x}{2} \right) \cdot 2 \left( \frac{2y + 2h_0 + 2y}{2} \right) \cdot 2 = 4(x + y + h_0), \end{aligned} \quad (3), (4), (5)$$

де  $F$  - розрахункова продавлююча сила з коефіцієнтом надійності по навантаженню  $\gamma_f > 1$  (за вирахуванням навантажень, доданих до верхньої основи піраміди продавлювання),

$\varphi$  - коефіцієнт, для важких бетонів  $\varphi = 1$ , для легких бетонів  $\varphi = 0,8$ ;

$U_m$  - середнє арифметичне периметрів верхньої та нижньої основи піраміди продавлювання,

$h_0$  - корисна висота на перевіряємій ділянці,

$2x$  і  $2y$  - розміри нижньої основи піраміди продавлювання в напрямках  $x$  та  $y$ .

Для капітелей ламаного обрису розрахунковими перерізами є:

- 1) перетин I - I - у межі колони;
- 2) перетин II - II - у місці зламу капітелі;
- 3) перетин III - III - у межі верхньої основи капітелі

**Розрахунок плити на смугове навантаження.** Монолітні безбалкові перекриття розраховують за методом граничної рівноваги. У стадії руйнування плиту розглядають як систему ланок, сполучених між собою лінійними пластичними шарнірами. Експериментально встановлено, що для плити

найбільш небезпечними тимчасовими навантаженнями є смугова - через проліт і суцільна - по всій площі плити.

Під смуговим навантаженням одного ряду панелей прольотом  $l_1$  у граничній рівновазі утворюються три паралельних лінійних пластичних шарніра. У прольоті лінійний шарнір утворюється по вісі завантаженої панелі, а опорні лінійні шарніри на відстані від вісей найближчих до них колон на відстані  $c$ , що залежить від форми і розмірів капітелей, пролітний і опорні пластичні шарніри поділяють панелі на дві жорсткі ланки АБВГ

Розрахунок на смугове тимчасове навантаження роблять, виходячи з умови рівноваги моментів всіх сил, доданих до жорсткої ланки І прольотом  $l_1 - 2c_2/2$  и шириною  $l_2$  відносно осі, що проходить через центр тяжіння перерізу в місці опорного лінійного пластичного шарніру і розташованій в його площині.

Крайні панелі додатково розраховують на злам по схемах в залежності від способу спирання.

**Розрахунок плити на суцільне навантаження.** При суцільному навантаженні в прольотах середніх плит утворюються пластичні шарніри, паралельні рядами колон, що поділяють плиту на чотири жорсткі ланки АБВГД. Над кожною капітеллю утворюються чотири опорних лінійних пластичних шарніра, вісі яких зазвичай розташовуються під кутом  $45^\circ$  до рядів колон, в пролітних пластичних шарнірах тріщини розкриваються внизу, а в опорних - угорі плити.

Розрахунок виконують, виходячи з умови рівноваги моментів всіх сил, доданих до жорсткої ланки АБВГД - щодо вісі, що проходить через центр тяжіння перерізу у місці опорного лінійного пластичного шарніра ВГ і розташованої в його площині. При цьому граничне навантаження на чверть панелі (ланка АБВГД) становить  $\frac{1}{4}(g + v) l_1 l_2$ . Центр тяжіння навантаження віддалений від опорного пластичного шарніра, повернутого під кутом  $45^\circ$  до вісей панелі.

Опорний пластичний шарнір ВГ відколює від чверті панелі трикутник ВГД, що залишається нерухомим разом з колоною, тому до отриманого

моменту необхідно додати додатковий момент від навантаження.

**Облік розпору.** Міцність полів монолітного безбалкового перекриття на суцільне навантаження рекомендується розраховувати з урахуванням розпору, створюваного колонами. Коли розпір колон в явній формі не враховують, переріз арматури конструктивно зменшують проти розрахункових величин на 10%, якщо між плитою, розраховується і краєм перекриття є два ряди колон або більше, на 5% - якщо між плитою, розраховується і краєм перекриття є один ряд колон.

Величину розпору визначають за формулою

$$H = \frac{M_{max}}{\frac{2}{3} \cdot h_c}, \quad (6)$$

де  $H$  - розпір від даної колони,

$M_{max}$  - найбільший розрахунковий момент в перерізі колони при наявності повздовжньої сили,

$h_c$  - висота колони або відстань від підлоги до низу капітелі.

Розрахунковий розпір на плиту визначають для крайніх плит проміжних перекриттів як суму розпору вищерозташованих і нижерозташованих крайніх колон, а для середніх плит - як суму розпорів чотирьох колон вищерозташованих і нижерозташованих крайніх і колон першого проміжного ряду.

**Армування плити й капітелі.** Пливу монолітного безбалкового перекриття армують зварними рулонними або плоскими сітками відповідно до епюр згинаючих моментів. Пролітні моменти сприймають сітки, укладені внизу плити, а опорні - сітки, укладені у верхній зоні плити. На опорах надколонних смуг в обох напрямках діють негативні моменти, тому арматуру встановлюють в обох напрямках вгорі плити. В прольотах надколонної смуги (між капітелями) в її напрямку діють позитивні моменти, а в напрямку пролітної смуги - негативні, тому арматуру в прольотах надколонної смуги в обох напрямках встановлюють внизу і вгорі плити. Стрижні верхніх і нижніх сіток заводять від

середини прольоту в кожену сторону 50% на 0,31 і 50% на 0,351.

У прольотах пролітних смуг в обох напрямках діють позитивні моменти, тому сітки розташовують внизу плити. На опорах пролітних смуг (над надколонними смугами) діють позитивні моменти, тому робочу арматуру укладають вгорі смуги. Щоб верхні стрижні лежали на розрахунковій висоті і не прогиналися, їх укладають на підкладки - «лавки» або на спеціальні бетонні фіксатори. «Лавки» в межах капітелі не встановлюють, тому що вони ускладнюють бетонування, тому застосовують над капітелями стрижні діаметром не менше 10 мм. В міжповерхових перекриттях над опорні сітки в місцях розташування колон переривають, за винятком верхнього (горищного) перекриття.

В капітелях, виконаних за Рис. 1.4, розтяжних напруг не виникає, а напруги стискання завжди менше допустимих. Тому капітелі армують конструктивно для сприйняття усадочних і температурних зусиль, а також в цілях отримання можливо більш надійного і міцного зв'язку колон з плитою (Рис. 1.4). Прямі стрижні діаметром 8... 10 мм встановлюють у кутах капітелі та середині сторін і пов'язують їх по висоті трьома-чотирма хомутами діаметром 6 мм.

#### **1.4 Конструкція універсальна безбалкова - КУБ**

Порівняно з розглянутими вище конструктивними системами будівель безперечним досягненням з'явився каркас системи КУБ - конструкція універсальна безбалкова [14, 15]. Ця система, розроблена в різних варіантах (КУБ-1, КУБ-2, КУБ-2М, КУБ-МК2, і КУБ-3), включає рамно-зв'язковий несучий залізобетонний каркас (КУБ-1, КУБ-2 з модифікаціями) або зв'язковий каркас (КУБ-3). Каркас в будь-якої модифікації має регулярну сітку колон, рівну 6 м. Внутрішні і зовнішні стіни виконують тільки обгороджючі функції. Зовнішні огорожі можуть бути виконані у вигляді самонесучих стін [16]. Перегородки виконують або з кладкових матеріалів, або каркасно-обшивними з листових виробів на металевому каркасі з гнутих профілів.

Система призначена для житлових, громадських і промислових будівель, що зводяться як у звичайних умовах, так і в районах з сейсмікою до 8-9 балів у різних кліматичних поясах. Житлові будівлі цієї системи (Рис. 1.9) мають плоскі диски перекриттів, розраховані під навантаження па них до 12 кПа. Диски перекриттів включають збірні надколонні залізобетонні плити 2800x2800 мм з наскрізним отвором у їхній середині для вантажу на встановлені проектне вертикальне положення колони. Збірні колони перетином 400x400 мм, виготовлені висотою 2...3 поверхи, в рівнях дисків перекриттів мають стоншення поперечних перерізів. У цих місцях бетон по кутах колон вилучено, решта бетонного перетину виконана прямокутної форми, але повернена в плані щодо головних осей колони на 90°. Поздовжня наскрізна арматура колон по кутах оголена.

Після обварювання обичайки отвори надколонної плити, розміщеної в проектне положення на колоні, в отвір плити укладають бетон омонолічування. Потім на крайках надколонних плит або закріплюють міжколонні плити (КУБ-1, КУБ-2, КУБ-3) і об'єднують між собою по швах омонолічування, або підвішують опалубку і бетонують монолітні частини диска перекриття (КУБ-2М і ін), що залишилися. Змонтовані збірні плити перекриття можуть бути також використані в якості незнімної опалубки (КУБ-2К і КУБ-2КМ) для збірно-монолітних перекриттів підвищеної несучої здатності.

Система КУБ розроблена спільно інститутами МНШТЕП і ГіпроНІІ РАН і призначена для будівництва житлових, суспільних і виробничих будівель заввишки до 16 поверхів. Як зрозуміло з представлених даних, вона відрізняється відсутністю виступаючих частин з дисків перекриттів і з багатоярусних колон. Завдяки омоноличиванню збірно-монолітних дисків перекриттів з колонами в несучій системі при експлуатації реалізується багаторазово статично невизначена рамна конструкція. У поєднанні з вертикальними діафрагмами жорсткості каркас працює на сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень за рамно-зв'язковою схемою. КУБ-3 - зв'язковий каркас. За умови забезпечення необхідної міцності колон, включаючи стики нижніх поверхів,

при застосуванні збірно-монолітних і монолітних діафрагм і ядер жорсткості, і вирішенні питання необхідної несучої здатності фундаментів, немає видимих підстав для обмеження висоти будівлі цієї системи 16 поверхами. У будівлях цієї системи істотно розширені можливості для різноманітності їх об'ємно-планувальних побудов. Будівлі системи "КУБ" отримали досить широке поширення. Спочатку їх переважно застосовували в сейсмічних районах, в Казахстані, радянськими будівельниками в Монголії. Для виготовлення збірних елементів використовували домобудівні підприємства.

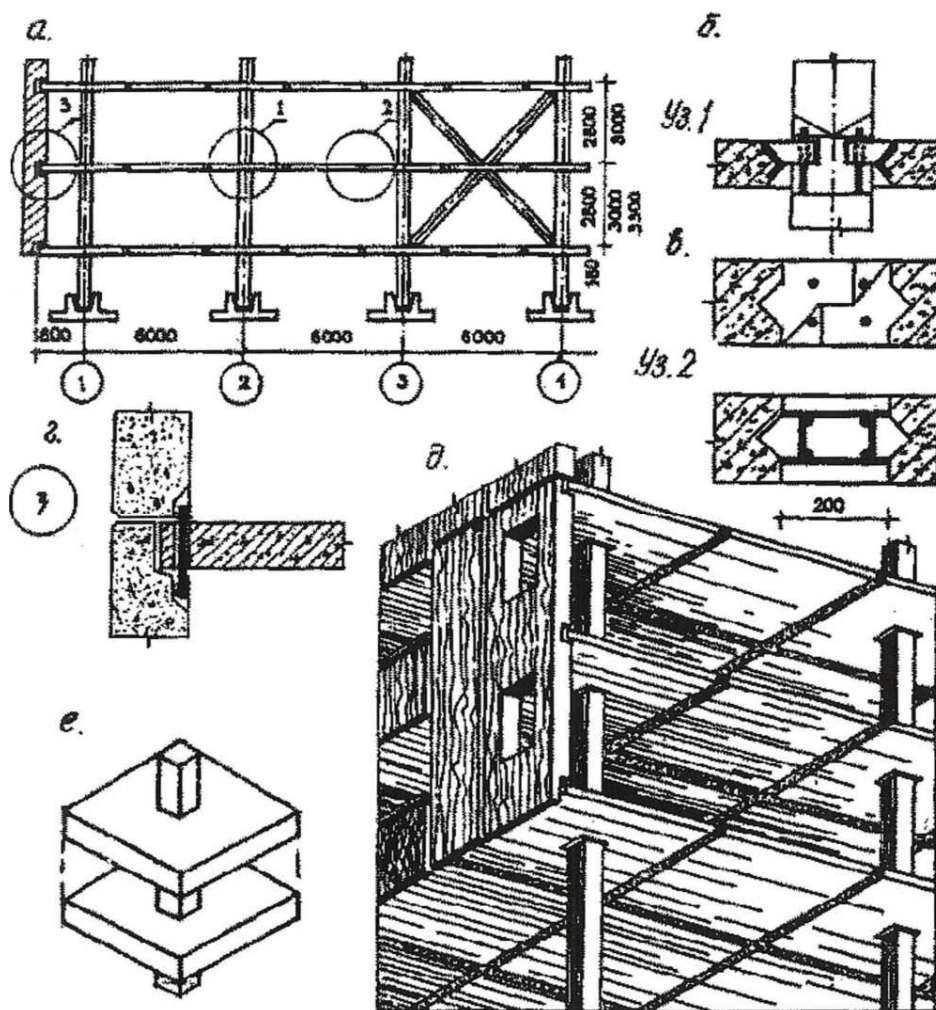


Рис. 1.9 Конструкція багатоповерхової будівлі конструктивної системи "КУБ", варіант КУБ-2 а - принципова схема каркасу; б - вузол сполучення колони з надколонною плитою; в - стик (шов) сполучення надколонної плити з проміжними плитами; г - стик сполучення крайки плити з зовнішньою стіною;



д - загальний вид фрагмента будівлі; е - сполучення надколонної плити з колоною після омоноличування

Разом з тим, будинки системи КУБ мають і недоліки. Технологія їх зведення не проста. При монтажі надколонну плиту потрібно насаджувати на колону у важкодоступному місці, що вимагає додаткових витрат на забезпечення безпеки. Вузол з'єднання надколонної плити з колоною відрізняється підвищеною металоємністю, необхідної на улаштування обичайки і приварку опорних пластин. Потрібен великий обсяг зварювальних робіт в цьому вузлі для з'єднання колони з надколонною плитою. Крім того важко, практично неможливо, забезпечити рівність і площинність нижній поверхні диска перекриття, утвореної окремими збірними квадратними плитами і швами омоноличування, що проходять вперекрест по всьому полю диска перекриття. Це викликає додаткові витрати на оздоблення стель або за допомогою штукатурки, або виконуючи їх підвісними. Виконання каркасу з регулярною сіткою колон при постійному кроці 6 м і з застосуванням тільки збірних квадратних плит так само обмежує можливості та архітектурно-планувальним рішенням будівлі, ускладнює улаштування фасадів зі складною поверхнею. До недоліків слід віднести і необхідність випереджального зведення спочатку каркасу, а потім - зовнішніх стін. Це уповільнює темп улаштування внутрішнього обладнання і оздоблювання будинку.

Висока якість стельових поверхонь має місце при зведенні будівель методом підйому перекриттів або поверхів [16... 18], при якому перекриття в вигляді плити з отворами під колони піднімають гідродомкратами знизу і фіксують в проектному положенні на встановлені заздалегідь колони. Проте ця технологія зведення надзвичайно складна, вимагає наявності спеціального обладнання (гідродомкрата з синхронним і великим ходом штока, насосні станції, направляючі, що фіксують та страхувальні засоби і т.д.), а також потрібно висококваліфікований і навчений виробничий персонал. Спроби освоїти цю технологію, крім Вірменії, були в Москві і Санкт-Петербурзі, однак

якого-то широкого застосування, на відміну від системи КУБ, ця технологія не отримала. Разом з тим, слід зауважити, що з застосуванням методу підйому перекриттів багатопверхові будівлі підвищеної поверховості (до 27 поверхів і вище), у Польщі [19] (в Катовіцах, в Вроцлові та ін).

### **1.5 Безригельний каркас інституту матеріалознавства Словенії - «ІМС»**

Поряд з багатопверховими каркасними будівлями системи КУБ застосування в практичному будівництві отримали і будівлі каркасної системи ІМС з переднапругою плоских перекриттів в будівельних умовах [20...22]. Ця оригінальна і нетрадиційна конструктивна система була запропонована в 1957 р. в Югославії проф. Б.Жежелем. Всі елементи каркаса цієї системи (рис. 1.6.) - плити перекриттів, бортові елементи та колони об'єднані один з одним процесі монтажу тільки за рахунок тертя і зусилля стиснення [20]. При монтажі каркаса спочатку встановлюють колони. Колони висотою 2...3 поверхи на рівні дисків перекриттів мають наскрізні отвори в напрямках створів колон для пропуску наскрізний канатної арматури. На тимчасових металевих майданчиках, закріплених на колонах, в проектне положення спочатку укладають збірні залізобетонні плити, постачені вирізами по кутах. Простір між колонами і плитами зашпаровують високоміцним розчином. На всю ширину і довжину будівлі простягають наскрізну канатну арматуру з кінцями, випущеними за зовнішні ряди колон. На одному кінці канатів (на кромці перекриття) закріплені (стиснуті) анкери, а на іншому - розміщені захоплення натяжного домкрата. Потім, після набору розчином шпарування необхідної міцності, роблять натяг вільних канатів на остов диска перекриття, утворений збірними плитами перекриття і колонами, що їх перетинають. Таким чином, до остову диска перекриття за його контуру в крайніх колонах, виявляється докладеним обтискаючи зусилля заданої величини.

Після завершення натягу роблять ін'єкціонування полімерцементним розчином отворів з канатами в колонах, під низ плит під зазори, що утворилися

в створах колон, підвішують опалубку і укладають монолітний бетон. Потім всі операції повторюють на наступному перекритті.

При розмірах чарунки до 4.2x4.2 м збірні плити виконують розмірами на чарунку, при розмірах до 6.0x6.0 м - чарунку утворюють з двох плит, об'єднаних в середині комірки за допомогою зварювання по шву зі шпаруванням його монолітним розчином. Більший розмір чарунки каркаса ІМС, як правило, не застосовується. Панель перекриття може бути виконана ребристою з підвісною стелею, або у вигляді круглопорожнистої плити з посиленням контуром для сприйняття стискаючих зусиль переднапруження. Перетин колон 40x40 см. З початку 80-х років у Тбілісі (ТбилЗНИЕП), Чебоксарах і інших містах були зведені каркасні житлові і громадські будівлі системи ІМС. Причому, найбільша висота побудованих в Тбілісі будівель (у сейсмічній зоні) становила 16 поверхів. Значні проектні опрацювання будівель цієї системи для будівництва в Краснодарському краї виконав інститут «Курортпроект»(Москва).

Разом з тим, система ІМС має серйозні недоліки. Необхідно відзначити, що в силу прийнятих передумов, конструктивне рішення перекриття не задовольняє вимогам п. 1.7. СНиП 2.03.01-84\*. Перерізи по контакту збірних плит з монолітними ригелями, в яких розміщена переднапружена арматура, є не армованими, оскільки їх не перетинає ніяка робоча арматура. Зазначений пункт 1.7 СНиП забороняє застосовувати такі згинальні конструкції, оскільки руйнування неармованого бетонного перетину згинального елемента (перекриття) становить безпосередню загрозу для життя людей, що знаходяться під перекриттям. Крім того, натяг наскрізної напруженої арматури при наявності значної кількості контактних місць колон з плитами призводить до перенапруження кутів збірних плит. Зусилля переднапруження, концентруючись в крайніх колонах, може викликати їх руйнування ще на стадії передачі на них зусиль стиснення. Дуже велика роль у роботі перекриття під навантаженням належить напруженій арматурі, яка по гранях колон сприймає значні зрізаючі (нагельні) зусилля від навантаження, прикладеного до

переkritтя. При недостатньо ретельному ін'єкціонуванні каналів у колонах з канатної арматурою в цих місцях може мати місце зосереджена її корозія, внаслідок можливого утворення досить великих усадочних тріщин в монолітному необтиснутому бетоні по контакту з бічними гранями колон і доступу вологи до канатів. Крім того, технологія зведення каркасу системи ІМС складна, вимагає спеціалізованого технологічного обладнання і підготовленого персоналу. З урахуванням вищезазначеного каркасні будівлі системи ІМС в масовому будівництві широкого поширення не отримали.

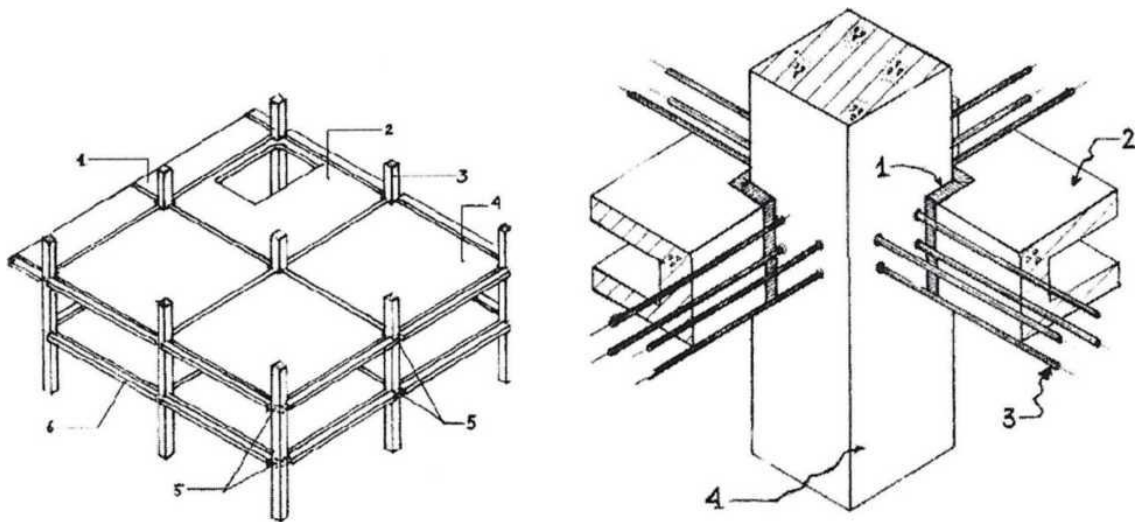


Рис. 1.10 Несучий каркас ІМС з натягом робочої арматури в будівельних умовах для багатоповерхових цивільних будівель а - принципова конструкція каркасу; 1 - консольне переkritтя; 2 - переkritтя з отвором для сходів; 3 - колона; 4 - типове переkritтя; 5 - канатна арматура, що напружується; 6 - фасадна розпірка; б - конструкція вузла примикання плит переkritтя до колони; 1 - контактний шов; 2 - плита; 3 - канат К-7; 4 – колона

### 1.6 Висновки і постановка задачі

На підставі розглянутих конструктивних схем можна зробити наступні висновки:

Залізобетонні безбалкові переkritтя більш повно відповідають архітектурно-будівельним вимогам: можливість гнучкого планування у будівлях з різними функціями, менша площа поверхонь, яка підлягає

оздобленню, спрощується прокладка комунікацій.

На сучасному етапі будівництва змінюються пріоритети з і збірною будівництва у бік монолітного.

Переваги монолітного будівництва: можливість будувати в обмежених умовах міської забудови і у складних ґрунтових умовах, не прив'язуючись до рельєфу місцевості, немає потреби у великому будівельному майданчику, можливість робити зовнішні стіни з будь-якого матеріалу, будь-якої конфігурації, жорсткість і міцність, що дає рівномірне осідання будинку.

## **РОЗДІЛ 2. Технічний стан будівель з безбалковими перекриттями, що експлуатуються**

### **2.1. Методика обстеження**

Перекриття виконують багатофункціональну роль у загальній роботі будівлі. Вони є несучими і огорожувальними конструкціями, а також дисками жорсткості, що забезпечують стійкість будівлі в цілому. При порівняно невисокій питомій вартості, що становить 13-15% відновної вартості будівлі, повна заміна перекриттів призводить до втрати його відновної вартості до 75%.

Модернізація перекриттів - найбільш складний і трудомісткий процес капітального ремонту житлових будинків, і вона повинна бути обґрунтована їх технічним станом, визначених при візуальному і інструментальному обстеженні.

До перекриттів пред'являються наступні основні вимоги: статичні, теплотехнічні, акустичні та протипожежні.

Перекриття повинне бути міцним, тобто витримувати, не руйнуючись, що припадає на нього навантаження - постійну і тимчасову.

Крім міцності перекриттях необхідна достатня жорсткість. У недостатньо жорсткому перекритті під впливом тимчасового навантаження виникають значні прогини, що, з одного боку, відображається на оздобленні стелі (з'являються тріщини), а з іншого - викликає неприємне відчуття непередбачуваності. Ступінь жорсткості оцінюється величиною відносного прогину (відношення абсолютного прогину до величиною прольоту).

Контрольованими параметрами для залізобетонних перекриттів є: геометричні розміри; ширина розкриття тріщин; вид арматури; прогини; товщина захисного шару бетону; міцність бетону конструкцій;

проникність бетону; лужність бетону; морозостійкість бетону; діаметри, кількість і розташування арматури; міцність арматури; стан стиків або вузлів збірних конструкцій.

У число контрольованих параметрів, при обстеженні залізобетонних перекриттів, слід включати:

Характеристики міцності бетону, каменів і розчину у випадках, якщо: наявна документація не містить проектних даних про міцності матеріалу, а ці відомості необхідні при оцінці стану конструкцій;

є підстави припускати, що при приготуванні і укладання матеріалів були порушені вимоги, що діють на момент будівництва;

є підстави припускати, що матеріал в ранньому віці піддався впливу негативних температур;

матеріал має істотні корозійних ушкодження, пошкодження в результаті пожежі або в результаті змінного заморожування і відтавання;

конструкція зазнала значного динамічному або вібраційній дії;

в результаті перевірочних розрахунків з використанням проектних значень міцності матеріалів встановлено, що несуча здатність конструкції недостатня, а є підстави вважати, що фактична міцність бетону вище проектної; при зміні навантажень або умов експлуатації.

Кількість, діаметр і міцність арматури у випадках, якщо:

відсутні проектні дані про армуванні, а ці відомості необхідні при оцінці стану конструкцій;

є підстави припускати, що при виготовленні були допущені відступи від проекту в армуванні;

прогини і ширина розкриття тріщин перевищують нормовані;

характер тріщин і пошкоджень свідчить про можливий відхід від вимог проекту з армування;

є ознаки, що свідчать про корозії арматури;

конструкція піддавалася дії пожежі;

метою обстеження є вишукування резервів несучої здатності конструкцій.

В інших випадках контрольовані параметри, перераховані в цьому пункті, при обстеженні не можуть визначатися, а при виконанні перевірочних розрахунків конструкцій прийматися за проектним даними.

Основними контрольованими параметрами дефектів і пошкоджень залізобетонних перекриттів є: ширина розкриття і глибина тріщин, їх

розташування і характер; розміри і розташування відколів з оголенням і без оголення арматури; ступінь пошкодження арматури та стан її зчеплення з бетоном; ступінь пошкодження закладних деталей і стан стиків і вузлів сполучень збірних конструкцій; розміри і глибина просочення нафтопродуктами; глибина перетвореного шару бетону; температура нагріву бетону при пожежі.

### **Особливості обстеження залізобетонних перекриттів**

1. В процесі візуальних обстежень проводиться орієнтовна оцінка міцності бетону. У цьому випадку можна використовувати метод простукування поверхні конструкції молотком масою 0,4-0,8 кг безпосередньо з очищеної ділянки бетону або за зубила, встановленому перпендикулярно поверхні елемента. При цьому для оцінки міцності беруть мінімальні значення, отримані в результаті 10 ударів. Більш дзвінкий звук при простукуванні відповідає більш міцному та щільному бетону.

2. При наявності зволжених ділянок і поверхневих висолів на бетоні конструкції визначають величину цих ділянок і причину їх появи.

3. Результати візуального огляду залізобетонних конструкцій фіксують у вигляді карти дефектів, нанесених на схематичні плани або розрізи будівлі або складають таблиці дефектів з рекомендаціями щодо класифікації дефектів і пошкоджень з оцінкою категорії стану конструкцій.

### **Детальне обстеження бетонних і залізобетонних конструкцій**

Для визначення ступеня корозійного руйнування бетону використовуються фізико-хімічні методи. Дослідження змін хімічного складу здійснюється за допомогою диференціально-термічного і рентгено-структурного методів, які виконуються в лабораторії на зразках, відібраних з експлуатованих конструкцій.

Вивчення структурних змін бетону проводиться за допомогою ручної лупи, що дає невелике збільшення. Такий огляд дозволяє вивчити поверхню зразка, виявити наявність великих пір, тріщин та інших дефектів.

За допомогою мікроскопічного методу, виявляють взаємне розташування



і характер зчеплення цементного каменю і зерен заповнювача, стан контакту між бетоном і арматурою, форму, розмір і кількість пір, розмір і напрямок тріщин.

### **Визначення розташування арматури і товщини захисного шару бетону**

Для визначення характеру розташування арматури і товщини захисного шару бетону в залізобетонній конструкції застосовують магнітні й електромагнітні методи по ГОСТ 22904-78 або радіаційні методи просвічування і іонізуючих випромінювання по ГОСТ 17625-83 з вибірковою контрольною перевіркою отриманих результатів шляхом пробивання борозен і безпосередніми вимірами.

Радіаційні методи, як правило, застосовують для обстеження стану і контролю якості збірних і монолітних залізобетонних конструкцій при будівництві, експлуатації та реконструкції особливо відповідальних будівель і споруд. Визначення характеристик армування магнітним методом виробляють зазвичай у таких конструкціях, як колони, балки невеликого перетину, елементи кроквяних ферм і т.п.

Товщина захисного шару бетону визначають також методом розкриття арматури. Цей метод слід застосовувати як додатковий у випадках, коли необхідні візуальна оцінка стану арматури або відбір проб арматурних елементів, або коли неможливо застосувати неруйнівний метод контролю величини захисного шару.

### **Визначення міцності арматури**

Міцність арматури визначають орієнтовно за її профілем і уточнюють за результатами випробувань зразків, вирізаних з обстежуваної конструкції.

При відсутності необхідної документації клас арматурних сталей встановлюється випробуванням вирізаних зразків з порівнянням межі текучості, тимчасового опору і відносного видовження при розриві з даними ГОСТ 380-88, або приблизно по виду армування, профілем арматурного стрижня і часу зведення об'єкта.

Розташування, кількість і діаметр арматурних стрижнів визначаються або шляхом відкриття і прямих вимірів, або застосуванням магнітних або радіографічних методів (ГОСТ22904-78 і ГОСТІ 7625-83).

### **Визначення міцності бетону**

Фактична величина міцності бетону та її відповідність міцності під час детального обстеження конструкцій визначається:

випробуванням зразків (кernів), випиляних або вибурених з конструкцій;

механічними методами неруйнівного контролю;

ультразвуковим методом.

Допускається використання та інших методів, передбачених державними і галузевими стандартами.

### **Оцінка технічного стану будівель і споруд**

Для оцінки технічного стану будівель і споруд визначають наступні параметри:

міцність і однорідність матеріалу конструкцій;

корозійний стан конструкцій;

товщина захисного шару бетону;

розташування, діаметр і клас арматури в бетонних конструкціях; ^  
геометричні характеристики сталевих профілів;

марка сталі;

розрахункове опір сталі;

корозійний знос;

наявність дефектів зварних з'єднань;

наявність прихованих дефектів;

лінійні деформації;

величина навантажень, діючих на конструкції.

За результатами випробувань складаються розрахунки конструкцій і їх елементів на основі методів будівельної механіки. Підсумком цієї роботи є звіт про технічний стан об'єкта.

На підставі звіту про технічний стан об'єкта розробляється (при необхідності) проект реконструкції, який передбачає приведення конструкцій будівлі або споруди до необхідних експлуатаційних параметрах

Будівлі відносяться до категорії об'єктів, аварійний стан яких може викликати непередбачені катастрофічні наслідки. Тому на кожному такому приміщенні повинна бути реалізована комплексна система безпеки.

Одним з найважливіших елементів цієї системи є заходи щодо запобігання пошкодження будівлі під впливом природно-техногенних навантажень: промислової динаміки, вітрових впливів, змін у ґрунтах і підставах та ін.

Найважливішою проблемою безпечної експлуатації будівель є контроль напружено-деформованого стану несучих конструкцій.

Забезпечення системності обстеження технічного стану — обов'язкова умова адекватності оцінки об'єктів нерухомості.

Але незалежно від стимулу, робота оцінювача неможлива без наявності відомостей про фактичний технічний стан об'єкта, у тому числі його конструктивних елементів, вузлів і інженерних систем, які складають зміст матеріалів натурального обстеження, встановлений у відповідності з вимогами чинних на момент обстеження нормативних і методичних документів.

Традиційно технічний стан будівлі прийнято визначати ступенем зносу (фізичний, функціональний, зовнішній).

При цьому слід враховувати, що на рівень технічного стану впливають зміна умов експлуатації, функціонального призначення споруди, нормативних вимог.

Особливу групу складають об'єкти, що знаходяться на стадії незавершеного будівництва, тривалий час не що експлуатуються, "законсервовані" і т.п. Ступінь незавершеності і терміни простою обумовлюють фактичний стан конструкцій (наявність і ступінь ушкоджень, відступів від проектних рішень, можливо допущених при будівництві, експлуатації, ремонту або реконструкції), необхідність робіт з їх відновлення, зміцненню або заміні.

Заключним документом, узагальнюючим результати виконаних робіт, є висновок (звіт) експерта про технічний стан об'єкта.

Таким чином, висновок про технічний стан об'єкта є базовим документом, що дозволяє оцінити фактичну вартість об'єкта, доцільність або можливість проведення ремонтно-відновних і реконструктивних робіт, оцінити страховий ризик.

## **2.2. Випадки аварійного руйнування безбалкових перекриттів**

Робота з бетонування безбалкових перекриттів повинна постійно контролюватися будівельниками. Бетонування монолітних або монтажних збірних елементів цих перекриттів вимагає ретельного і точного виконання всіх операцій.

Відступу в армуванні, неправильне визначення робочих швів, захваток бетонування, ненадійні риштування і відставання в замонолічуванні з'єднань приводили до утворення небажаних і небезпечних для конструкцій тріщин, руйнування бетону в сполученнях плит з капітелями і провисання бетону в полі плит.

Роботи з бетонування безбалкового перекриття в одному з складських будівель виконувалися в холодну пору року. Ще до початку електропідігріву бетон встиг частково загуснути і замерзнути. Ефект від такого прогріву, природно, був знижений або абсолютно не вплинув на збільшення міцності бетону. Надалі, коли почали знімати стійки, відбувся повний обвал перекриття на третьому поверсі, що призвело у свою чергу до руйнування бетону в перекриттях двох нижчерозташованих поверхів.

Дефекти в збірному безбалковому перекритті картоплесховища були виявлені як в процесі монтажу, так і в зібраному вигляді до замонолічування вузлів. У багатьох зібраних конструкціях з'явилися небезпечні тріщини в капітелях і сталося повне їх руйнування. Монтаж каркаса було розпочато в кінці листопада 1967 р. і тривав у зимові місяці при низьких температурах. В процесі виробництва робіт були допущені відступи від передбаченої проектом

технології по зварюванню закладних деталей.

Помилки, допущені на стадіях вишукування, проектування і будівництва будівель та споруд, є причинами все більшого числа аварій на території України. Причому до 90% аварій відбувається вже під час експлуатації будівельних конструкцій.

В останні роки в засобах масової інформації все частіше стали з'являтися вести про трагічні аварії на експлуатованих і споруджуваних об'єктах в різних містах. Внаслідок падіння купола критого аквапарку "Трансвааль" у лютому 2004 року в Москві загинули 25 людей, постраждали 113. Число загиблих при обваленні Басманного ринку в столиці в 2007 році склало 40 осіб. Не обійшлося без жертв при обваленнях споруджуваних будинків у Пензі в 2007 році і в Калінінграді в 2008 році. У Санкт-Петербурзі рік тому на глядачів під час сеансу впала стеля кінотеатру. В 2009-м року: в офісній будівлі на Тверській вулиці в Москві обрушилася стеля, загинуло 5 чоловік; у Новосибірську на відкритому стадіоні сталося обвалення величезної сцени шириною 26 м, глибиною 18 м і висотою 15 м; у місті Благовещенську обвалився дах спортивного комплексу "Спартак". Чи варто продовжувати цей скорботний список? Тільки в Інтернеті представлений перелік 16-ти аварій за 2007 рік і 10-ти - за 2008 рік, а в 2009 році було зафіксовано вже 26 обвалень. Та це - тільки випадки, які отримали розголос, майже щодня відбуваються сотні невідомих катастроф "місцевого значення", таких, приміром, як безжертвна аварія кроквяних трубчастих ферм покриття складського комплексу в селі Люতারецьке в Чеховському районі і багато, багато інших.

Будівельникам, інженерам та іншим фахівцям, що працюють в будівельній галузі, просто необхідно знати про технічні причини, що ведуть до обрушень. Відомо, що всі вони - не результат природних катастроф, а прямий наслідок негативних проявів багатолікового людського фактора. Між тим короткі репортажі в ЗМІ не дають нам об'єктивної картини події, так і у професійній друку рідко можна зустріти кваліфікований аналіз джерел аварійних ситуацій з несучими конструкціями будівель і споруд. Створюється враження, що витік

інформації небажаний якимось певним колам, адже, провівши експертизу, можна легко вийти на прямих винуватців.

В 50-80 роках в СРСР йшли інтенсивні дослідження різних видів сучасних по тим часам конструкцій. При цьому велика увага приділялася вивченню їх роботи в реальних натурних умовах експлуатації, і кожний виявлений брак ретельно аналізувався з внесенням необхідних змін до креслення. Так, головний теоретик НІЗБ, академік, доктор технічних наук, професор А.А. Гвоздев, його колеги по лабораторії теорії залізобетону і вчені інших лабораторій інститутів НІЗБ і ЦНІБК - надзвичайно уважно ставилися до доповідей з результатами інженерних обстежень, що виникли при аварійних ситуаціях, справедливо вважаючи, що вони представляють велику наукову цінність.

Провідні науково-дослідницькі інститути, такі як НІЗБ, ЦНІБК ім. Кучеренко, НІОСП ім. Герсєванова і інші в своїх наукових збірниках регулярно публікували матеріали з аналізу технічних причин руйнування будівельних конструкцій. Така ж робота велася і в Головбудінспекії Держбуду СРСР, куди в минулі часи з різних регіонів країни стікалися відомості про всіх ускладнення з будівлями та спорудами, що виникали в процесі будівництва та експлуатації.

Розгляд результатів обстеження у випадках руйнування несучих будівельних конструкцій або виникнення аварійних ситуацій на будівельних об'єктах в період 60-80 років минулого століття показав, що неприємності зароджувалися, в основному, на стадіях виготовлення конструкцій або в процесі будівництва. Причини були найрізноманітніші, пов'язані з недосконалістю технологічного устаткування, з відхиленнями від проекту в процесі його реалізації і з звичайним будівельним браком. Крім того, мали місце ускладнення внаслідок порушень необхідних умов і режиму експлуатації існуючих конструкцій будівель. Але проектно- конструкторські прорахунки зустрічалися досить рідко. У ті часи дизайнери дуже суворо дотримувалися положення Будівельних норм і правил та інших нормативних документів з

проектування.

В останні роки відбувається зміщення причин виникнення ускладнень з конструкціями в бік проектування. Спостерігаються помилки з-за порушень розрахункових положень СНіПів. Створюється враження, що сучасні фахівці, повністю покладаючись на комп'ютерні розрахунки за програмами і автоматично отримуючи результати, які видаються машиною, не вважають за потрібне або просто не здатні їх критично осмислити. Іноді буває, що горе-конструктори навіть не вміють оперативно, вручну, без "всесильної" комп'ютерної програми, перевіркою оцінити міцність простих згинальних елементів, таких як плити та балки. Відомі випадки, коли при проектуванні несучих конструкцій не робилися, передбачені СНіПом, перевірки по першому і другому граничних станів.

Як невдалих проектних рішень, які не забезпечують несучу здатність конструкцій, можна навести кілька прикладів з плоскими монолітними залізобетонними безбалковими перекриттями (часто вживаними тепер), що опираються на колони без капітелей. Наприклад, така конструкція перекриття була застосована в двоповерховій підземній автостоянці, побудованої на Кожевнічеській вулиці в Москві. Товщина плити перекриття -30 см, колони перетином 60x60 см без капітелей встановлені по сітці 8,4x8,4 м. Автостоянка розташована в підвальній частині чотирьох багатоповерхових будівель і під великим двором між цими будинками. По плиті верхнього перекриття, на всій його дворовій площі, було виконано багат шарове покрівельне покриття, на якому, у свою чергу, вироблено благоустрій: влаштовані високі газони та викладені бруківкою доріжки.

З вересня 2009 року сталося обвалення перекриттів на одній з ділянок двору (Рис.2.1 ).



Рис. 2.1. Обвалення безбалкового перекриття підземної стоянки на вул.. Кожевнічеська

Площа обвалення склала близько 700 кв.м: верхня (покрівельна плита перекриття зі всієї покрівлею і газонами продавилась колонами, впала на плиту нижнього перекриття, яка теж була продавлена. Обстеженням встановлено, що опорні ділянки плити над колонами виконані без поперечної арматури, що знизило міцність плити на продавлювання. Виявилось, що розрахункова міцність плити на продавлювання була досить невисокою. Вона не могла б забезпечити сприйняття зусиль навіть за умови дуже невеликого підібраного навантаження від покрівельного покриття по плиті на території двору, навантаження від благоустрою по цьому покриттю і тимчасової навантаження, з урахуванням можливої наявності у дворі автотранспорту і пожежних машин. Виконаний після аварії повірочний розрахунок по деформативності залізобетонного покриття гаража-стоянки показав, що розрахунковий прогин плити від дії постійних і тривалих навантажень перевищує допустиме значення вертикального прогину. Тобто дизайнери знехтували перевірками, що прописуються СНіПом по залізобетону.

Тим не менше, на плиті, без урахування її проектної міцності, була зроблена багат шарова покрівля висотою 95-110 см з високими газонами, чому сумарне навантаження, навіть без урахування тимчасової, перевищило міцність плити перекриття на продавлювання більш ніж в 2 рази.



Таким чином, збіглися дві проектні помилки: по-перше, міцність конструкції була забезпечена лише під досить мале навантаження і, по-друге, фактичне навантаження на плиту від покрівельного покриття з благоустроєм було занадто велике і виконане без урахування реальної несучої здатності плити.

Подібна помилка була виявлена при обстеженні споруджуваного Універсального культурно-спортивного центру в Турчаниновом провулку. Там безбалкове перекриття на відм. -4,65 м також спиралося на колони без капітелей. Розрахункова перевірка показала, що міцність плити на продавлювання виявилася недостатньою для сприйняття майбутніх експлуатаційних навантажень, і конструкції довелося посилювати.

При будівництві в 2007-2008 роках суспільного будинку на вулиці Образцова в Москві змонтовані плоскі монолітні залізобетонні безбалкові перекриття були запроектовані з недостатньою міцністю і мали підвищену деформативність. Ці плити були розрізані на частини і демонтовані.

У Красносельському провулку в 2006-2007 роках був побудований підземний паркінг, розташований в підвалі будинку і під прилеглою до будівлі площею двору. Перекриття - плоске монолітне, з обпиранням на колони без капітелей. Після проїзду по двору підйомного крана перекриття обрушилося від продавлювання плити. На щастя, людських жертв не було.

Нещодавно побудований підземний гараж під двором будинку №3 по вул. Широкої (Північне Медведкова) в Москві виконаний з безбалочним покриттям з плоскою монолітною залізобетонною плитою, опертою на колони без капітелей. У плиті утворилися тріщини силового характеру. Конструкція підлягає інструментального обстеження, розрахункової перевірки і, можливо, посилення.

Мабуть навіть цих кількох прикладів досить, щоб продемонструвати серйозність ситуації і необхідність збільшення ролі та відповідальності експертизи проектів, що розробляються.

Кваліфікована інформація про результати науково-технічного аналізу

аварійних ситуацій є одним з найважливіших ланок у системі освіти інженерного корпусу будівельної галузі. Втрата цієї ланки завдає істотної шкоди інженерного інтелекту не тільки конструкторів-проектувальників і виробників, але і працівників експертних служб і будівельних інспекцій.



Рис.2.2 Обвалення при реконструкції 6-поверхової будівлі в Староконюшенному провулку

Практика обстежень багатьох обвалень свідчить про зниження грамотності виконавців і чиновників від будівництва і явне зростання їх безвідповідальності. А скільки бід доставляє самодурство власників, які потребують виконання своїх неписьменних будівельних капризів! Зі сказаного напрошується невтішний висновок: аварійність в найближчі роки загрожує стати небезпечною повсякденною реальністю.

Кваліфікована ж інформація про те, до чого призводять технічні помилки і прорахунки в будівництві, повинна послужити наочним життєвим уроком будівельникам і інженерам країни, сприяючи в майбутньому зниження кількості аварійних ситуацій на об'єктах.



Рис. 2.3 Обвалення стіни і перекриттів 4-поверхового будинку, що реконструюється на Садовничиській набережній, при влаштуванні в ньому підвального приміщення

#### **Аварії будівель, що монтуються методом підйому перекриттів.**

Будівлі, що монтуються методом підйому перекриттів були розроблені і впроваджені у 1950 р., але вже у 1952-54 р. сталися обвалення у містах штатів Огайо та у місті Сан-Матео (США).

Основною причиною аварій будівель, що монтуються методом підйому

перекриттів виявилася недостатня жорсткість будівель, викликана збільшенням гнучкості колон з-за відсутності поперхового шпарування плит перекуриттів у колон і у ядер жорсткості.

Після аналізу аварій було запропоновано використовувати розтяжки для кріплення колон з метою запобігання бічного зсуву останніх.

Однак ця думка оспорювалася, запропоновано кріпити колони до плит перекуриттів, у зв'язку з чим відпала необхідність у тимчасових розпорках. Передбачалося так розташувати колони, щоб самі колони несли випадкові бічні навантаження під час підйому плит перекуриттів.

Сам метод досить ефективний, але є обов'язкові вимоги щодо дотримання технології монтажу будівель, що монтуються методом підйому перекуриттів.

Метод підйому перекуриттів ще слабо відпрацьований з точки зору техніки безпеки при виробництві робіт. Крім того, всі аварії будівель, що монтуються методом підйому перекуриттів, відбуваються з подальшим прогресуючим обваленням всіх нижче і вищерозташованих плит перекуриттів і колон.

Прогресуюче обвалення і низька техніка безпеки призводять до дуже важких наслідків. Очевидно, необхідно передбачити обов'язкове зведення конструкцій в ядрах жорсткості для можливості відходу монтажників на сходові марші та сходові площадки в момент підйому або опускання плит перекуриттів. Необхідно категорично заборонити знаходження людей на перекуриттях у момент роботи підйомників, що повинно бути записано в проектах і державних стандартах.

Обрушення у м. Сан-Матео (США). Під час монтажу плити перекуриття підтримувалися 9 стандартними трубчастими колонами, які були закріплені до фундаменту за допомогою анкерних болтів. Ще до того, як перекуриття досягло своєї проектної відмітки, колони, відклонилися на 7,6 см від вертикального положення. Колони були відкориговані, але обрушення все одно сталося. Після нього перекуриття змістилося на 375 мм від початкового положення

Причини аварії будівлі зводилися до відхилення від вертикальних

несучих колон, що призвело до утворення додаткового моменту в період підйому плит перекриття і обрушення останніх.

Обрушення 16-поверхового житлового будинку у м. Єреван. У склад проектної документації включений проект організації будівництва, що враховує специфічні особливості зведення будівель, що монтуються методом підйому перекриттів.

Будівництво будинку розпочато у 1979 р. Підйом плит перекриттів здійснювався спеціальним підйомним обладнанням, ще керується з пульта, котрий знаходиться на плиті перекриття 16-го поверху. На монтаж, демонтаж, експлуатацію підйомного обладнання є спеціальні інструктивні документи.

Станом на 3 квітня 1982р. ядро жорсткості було зведено до рівня 10-го поверху (відм. 30,62 м) включно, а три яруси всіх 30 колон - до позначки 32,18 м. Частково були змонтовані зовнішні стінові панелі на 2-3 поверхах. Плити міжповерхових перекриттів 1-6 поверхів перебували на проектних позначках, причому перекриття перших двох поверхів були замоноличені з ядром жорсткості повністю, а третього поверху - частково. Інші плити перекриттів попарно перебували на проміжних позначках. За даними авторського нагляду вершини всіх колон третього ярусу по відношенню до перекриття 4-го поверху мали відхилення від вертикалі приблизно на 25 см. У колонах, стиках і в плитах перекриття при візуальному огляді ніяких пошкоджень не було виявлено. У зв'язку з відхиленням колом будівельно-монтажні роботи на об'єкті були зупинені.

Відхилення колон другого і третього ярусів від вертикалі виявилось результатом порушення технології підйомно-монтажних робіт несвоєчасного замоноличування з ядром жорсткості плит перекриттів 4-6 поверхів, що досягли проектних відміток, а також відсутність металевих клинів у зазорах між ядром і пакетом плит, які знаходилися на проміжних відмітках. Розрахунком було встановлено, що відхилення колон від вертикалі, дозволяє справити опускання плит без додаткових технічних рішень і заходів з метою приведення каркасу в проектне положення. Але під час опускання пакету плит сталося обрушення.

Після обрушення ядро залишилося на місці з пошкодженнями.

Робочі креслення і розрахунки несучих конструкцій будинку, як в стадії експлуатації, так і в стадії підйомно-монтажних робіт відповідали вимогам нормативних документів. За даними фізико-механічних випробовувань бетонів була відмічена відповідність фактичної міцності бетону колон і перекриттів проектній міцності. У той же час незадовільна якість бетонування окремих ділянок ядра жорсткості, а також зависокий вміст вуглецю у арматурній сталі колон, хоча і спричинили зниження якості несучих конструкцій, однак вони не могли спричинити обрушення будинку.

Проведені розрахунки показали, що відхилення колон від вертикалі не являється причиною обрушення будинку, тому що при наявності розкріплення плит з ядром жорсткості і фактичних величинах вертикальних навантажень, що складають 50% розрахункової величини, відхилення колон до 25 см від вертикалі не могло вичерпати несучу здатність каркасу будівлі.

Обрушення будівлі сталося внаслідок руйнування каркасу, який складається з колон трьох ярусів загальною висотою 32,18м і цільних на поверх плит перекриттів. Руйнування каркасу сталося в результаті втрати несучої здатності частини колон, що розташовані по зовнішньому контуру будівлі під дією значної горизонтальної сили, що виникла під час опущення пакету внаслідок перекосу і зміщення пакету.

Основною причиною обрушення каркасу будинку виявилось порушення виконавцями окремих операцій технологічного процесу монтажних робіт, що виразилося у несвоєчасному встановленні і видаленні металевих клинів між ядром жорсткості і плитами перекриттів.

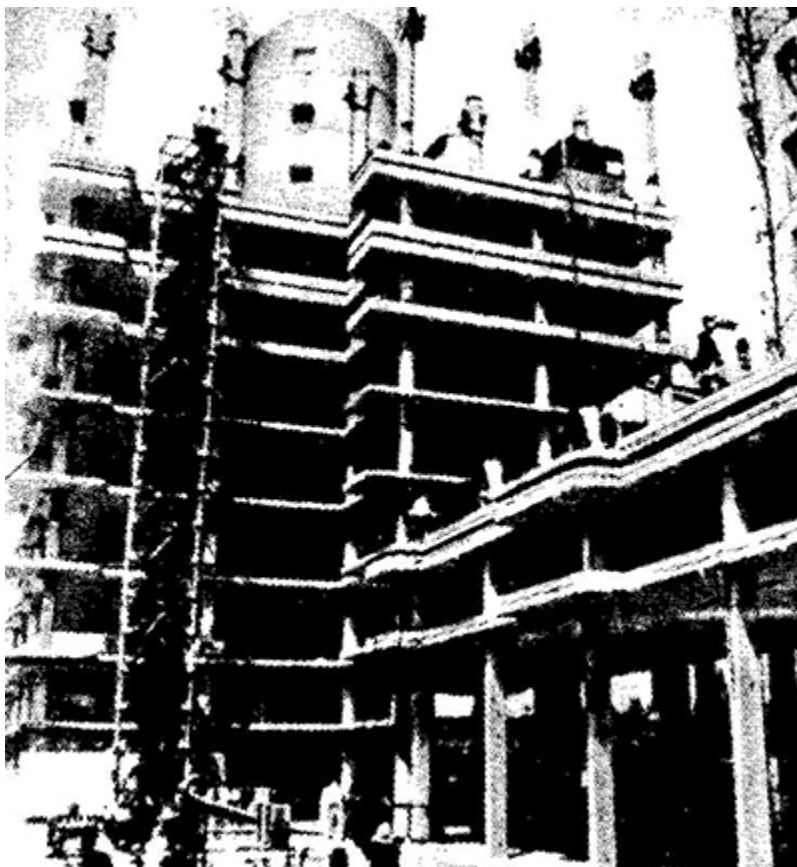


Рис. 2.4 Зведення 16-поверхової будівлі методом підйому перекриттів

### **2.3 Техногенні причини прогресуючого обрушення будівель**

Проблема забезпечення безпеки будівель і споруд з урахуванням терористичної загрози, є в нашій країні досить актуальною, оскільки будівельний комплекс є одним з найбільш уразливих об'єктів для такого роду дій.

У інститутах приділяється дуже серйозна увага вирішенню цієї проблеми. Причому, вивчення цієї проблеми і розробка методів і засобів для її вирішення є в даний час складовою частиною сучасного інноваційного розвитку в науковому, прикладному та освітньому аспектах.

Результати цих розробок є складовою частиною інформаційних систем, що дозволяють контролювати весь життєвий цикл існування будівельних об'єктів: етапи проектування, підготовки будівельного

виробництва, зведення об'єкта, його подальшу експлуатацію, модернізацію, перепрофілювання і т.д.

Трагічні події в Нью-Йорку 11 вересня 2001 року, пов'язані з атакою терористів висотних будівель Всесвітнього торгового центру (ВТЦ), поставили перед людством ряд політичних, соціальних, технічних проблем.

Серед технічних проблем одне з основних місць зайняла проблема захисту унікальних об'єктів від прогресуючого обвалення при надзвичайних ситуаціях, пов'язаних з комбінованими особливими впливами, типу "удар-вибух-пожежа".

Дослідження цієї проблеми [40-45] показали, що існуюча система заходів протипожежного захисту (СПЗ) висотних будівель має бути посилена і доповнена спеціальними заходами і регламентаціями, які дозволять сповільнити або попередити колапс будівель в даних умовах.

### 2.3.1. Прогресуюче обвалення будівель і споруд при зіткненні з ними літаючих об'єктів

Повітряний простір над землею насичений десятками тисяч літаючих об'єктів. У сучасному щільно заселеному світі з високою концентрацією будівель і споруд з масовим перебуванням людей і небезпечних промислових об'єктів, аварійна ситуація з літаючим об'єктом, що викликає його падіння на землю, може призводити до масової загибелі людей і нанесення великого матеріального збитку.

Літак, як повітряне транспортний засіб, являє собою об'єкт, який володіє великою масою, пересувається з великою швидкістю, містить у своїх паливних баках велику кількість палива, що представляє легкозаймисту рідину. Всі ці фактори роблять літак об'єктом підвищеної небезпеки.

При падінні або зіткненні літака з будівлею або спорудою спостерігається так званий "комбінований особливий вплив, типу "удар-вибух-пожежа" (СНІ ІЕФ).

Це комбінований особливий вплив літака на будівлю складається з: первинного удару літака або його частин в будівлю; подальшого вибуху суміші парів палива із зруйнованих баків літака з повітрям, розльоту частин, уламків



літака і будівлі; пожежі в зоні удару.

Кожне з цих особливих дій (удар, вибух, пожежа) представляє значну небезпеку для будинку і їх комбінований вплив може призвести до більш тяжких наслідків.

### 2.3.2. Прогресуюче обвалення будівель і споруд при аварійних відмови будівельних конструкцій

Втрата окремими будівельними конструкціями своїх експлуатаційних якостей (Рис. 2.5) може призводити до появи і розвитку так званого «ефекту доміно» - послідовного залучення в розвиток процесу руйнування нових груп будівельних конструкцій аж до повного руйнування об'єкта.

Це явище прогресуючого руйнування об'єктів при аварійних відмови будівельних конструкцій розвивається в результаті комбінованого особливого впливу на них робочого навантаження і додаткового навантаження від конструкцій, які втратили свої експлуатаційні якості.

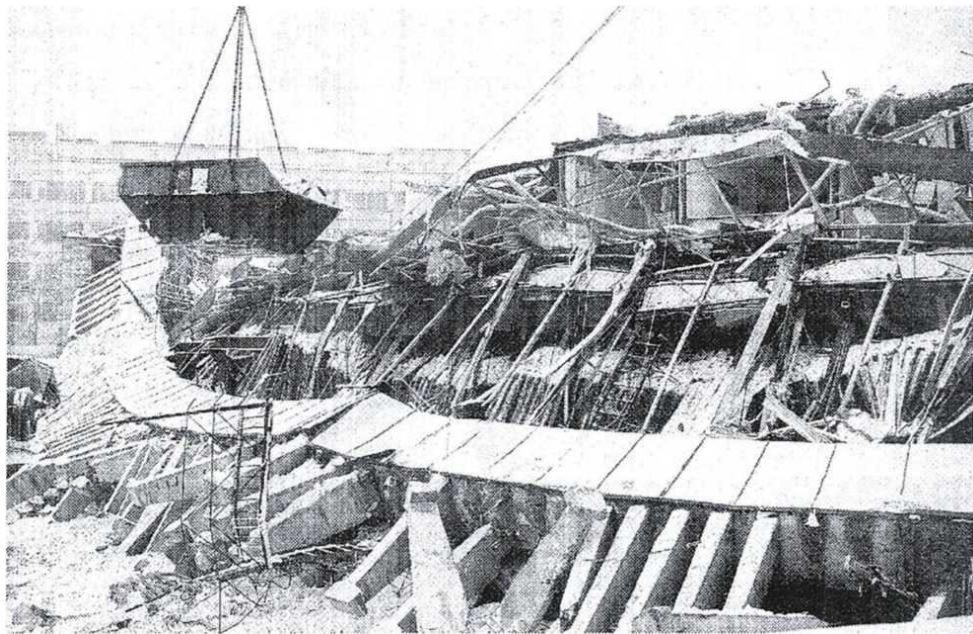


Рис. 2.5 Прогресуюче обвалення будівлі Басманного ринку в Москві (2006 р.)

2.3.3. Пропонований підхід до оцінки стійкості будівель і споруд проти прогресуючого обвалення при комбінованих особливих впливах за участю

пожежі

В основу запропонованого загального підходу оцінки опору будівель проти прогресуючого обвалення при комбінованих особливих діях внесені положення добре розробленої теорії стійкості (часу опору) конструкцій будівель і проти прогресуючого руйнування при впливі пожежі, які є окремим випадком загальної теорії стійкості.

Доведена спільність методичних та фізичних принципів, що лежать в основі уявлень про "довговічності", "вогнестійкості", "стійкості" об'єктів, послугувала основою для застосування даного підходу для більш широкого класу задач, пов'язаних з комбінованими особливими впливами на конструкції та споруди типу "удар-вибух-пожежа". Чинності цієї спільності вирішення такого роду завдань повинні бути елементами загальної системи протипожежного захисту (СПЗ) будівель і споруд (у т.ч. висотних).

Розгляд і аналіз випадків прогресуючого обвалення різних об'єктів при різного роду надзвичайних ситуаціях свідчать про те, що загальною причиною, що призводить до прогресуючого обвалення об'єкта, є якісь "форс-мажорні" обставини, пов'язані з виникненням особливих дій на об'єкт.

Мова йде про те, що причиною прогресуючого обвалення того чи іншого об'єкта завжди є раптове виникнення нової, не передбаченої нормальними умовами експлуатації, комбінації навантажень. Це відбувається тоді, коли на конструкції об'єкту, окрім робочих (експлуатаційних) навантажень, в результаті «форс-мажорних обставин» раптово починають діяти додаткові особливі навантаження.

Комбінації робочих (експлуатаційних) навантажень і "форс-мажорних" додаткових навантажень на будівельні об'єкти під час надзвичайних ситуацій пропонується називати "комбінованими особливими впливами".

У роботах були сформульовані визначення таких понять:

Особливий вплив на об'єкт - виняткова дія, різко відрізняється від звичайних умов існування об'єкта.

Основні особливі впливу техногенного характеру на будівельні об'єкти:

удар (I), вибух (E), пожежа (F), навантаження (S) і т.д.

Комбіноване особливу вплив (СНЕ) - надзвичайна ситуація, пов'язана з виникненням і розвитком декількох видів особливих дій на об'єкт в різних поєднаннях і послідовності.

Таким чином, при різних надзвичайних ситуаціях необхідно розглядати різні варіанти комбінованих особливих дій.

При інших НС можливі інші поєднання комбінованих особливих дій, наприклад типу "вибух-удар-пожежа", як це відбулося при аварії на Чорнобильській АЕС, або "удар-пожежа" і т.д.

Аналіз показує, що найбільш поширеним і небезпечним поєднанням комбінованих особливих дій є СНІ з участю пожежі.

Особливий характер небезпеки комбінованих особливих дій за участю пожежі підтверджується тим, що в міжнародних нормах з пожежної безпеки будівель і споруд введені спеціальні регламентації часу, протягом якого конструкції, будівлі та споруди повинні опиратися комбінованим впливів робочих навантажень і високотемпературному впливу пожежі. Причому це регламентоване час опору об'єкта ув'язується в нормах з іншими елементами системи протипожежного захисту об'єктів, такими як протипожежні перешкоди, протипожежні розриви, заходів з евакуації людей і т.д.

Аналіз подій 11 вересня 2001 року показує необхідність при вирішенні питань забезпечення безпеки об'єктів проти прогресуючого руйнування виділяти спеціальний клас комбінованих особливих дій, для якого необхідно оцінювати час опору об'єктів до настання прогресуючого руйнування.

Цей клас комбінованих особливих дій пропонується назвати: "комбіновані особливі дії з участю пожежі".

Це нове поняття повинно означати, що при розгляді можливості прогресуючого руйнування об'єктів при такого роду комбінованих впливах необхідно оцінювати час опору об'єкта до настання прогресуючого руйнування.

## 2.4. Висновки

У цьому розділі розглянуті методики обстеження технічного стану залізобетонних безбалкових перекриттів, основні вимоги до конструкцій, особливості визначення міцності компонентів, які входять у склад конструкцій.

Узальнюючи усі викладені відомості про випадки аварій із безбалковими перекриттями треба виділити:

необхідність створення реєстру пошкоджень, аварій, обрушень конструкцій і будівель для їх систематизації;

неостаннім чинником спричинення аварій є людський фактор;

недодержання проектної документації;

недодержання технологічного процесу;

неналежна якість матеріалів.

Актуальним є на теперішній час техногенні чинники - вибухи, теракти.

### **РОЗДІЛ 3. Приклад розрахункового обґрунтування застосування конструкцій будівель з безбалковими капітельними перекриттями**

Інженерні конструкції можна розглядати як певну сукупність конструктивних елементів, сполучених в кінцевому числі вузлових точок. Якщо відомі співвідношення між силами і переміщеннями для кожного елемента, то, використовуючи відомі прийоми будівельної механіки, можна описати властивості і досліджувати поведінку конструкції в цілому.

Основна перевага методу кінцевих елементів полягає в можливості використання простих координатних функцій, задовольняють не занадто обтяжливим обмежень. Звичайно, прості апроксимації можуть призводити до задовільним результатами тільки за умови їх застосування в обмежених підобластях, розміри яких малі порівняно з розмірами всій області. Як правило, задовільна точність як за переміщенням, так і за напруг виходить, якщо розміри елементів у 10-20 разів менше характерного розміру розглянутої деталі (конструкції, споруди, тіла). В якості такого характерного розміру може виступати, наприклад, довжина стержня, довжина і ширина пластини, довжина, ширина або висота суцільного тривимірного масиву. Правда, ця оцінка є досить орієнтовною. Зустрічаються випадки, коли навіть при густою сіткою МКЕ не призводить до величини напруг, досить близькою до теоретичної. Так буває зазвичай поблизу різних концентраторів напруг. Проте необхідно відзначити, що при значної концентрації напруг в реальному матеріалі відбуваються нелінійні деформації, що приводять до "розсмоктуванню" пікових напруг за рахунок утворення зони пластичної течії в околиці концентратора або (у крихких матеріалів) до появи тріщин і навіть повного руйнування. У таких випадках немає сенсу і намагатися уточнювати пружне рішення, а потрібно виконувати розрахунок з урахуванням нелінійного поведінки матеріалу, тобто поглиблювати постановку задачі, уточнювати значення фізичних констант, що визначають напружено-деформований стан.

Завдяки високій пристосованості МКЕ до можливостей сучасної обчислювальної техніки в даний час існує безліч самих різних за своїм

спрямуванням і за своїми можливостями обчислювальних комплексів, які реалізують метод кінцевих елементів. З числа комплексів, що використовуються при виконанні розрахунків, супроводжуючих будівельне проектування, зазначимо ANSYS, COSMOS/M, Ліра-Windows, SCAD, STAAD Pro, FEM models, PLAXIS, Robot Millennium.

Виконання поглиблених чисельних досліджень збільшує можливість суворого обліку різних, часто досить істотних, конструктивних особливостей даного об'єкта в використовуваних звичайно-елементних моделях. Звичайно, скорочення часу обчислень далі продовжує відігравати важливу роль, змушуючи вводити певні спрощення у розрахункову схему, тобто свідомо спрощуючи її. Це пов'язано з тим, що ресурси як використовуваної програми, так і ПЕОМ обмежені, але не це визначає якість розрахунків. Основну увагу переноситься тепер на побудову найбільш адекватних розрахункових схем, на максимальне наближення математичної моделі до реальної конструкції.

### **3.1 Конструктивна схема і характеристика конструкцій будівлі**

В якості прикладу наведено будівлю з залізобетонними безбалковими перекриттями.

Триповерхова будівля з підвалом і надбудовою в осях "2-4" і "Г-Е", Т-образне в плані. Конструктивна система будівлі каркасна з монолітними безбалковими капітельними перекриттями, ригелі запроектовані тільки під стінами огороження сходів. В осях "2"- "Д-Е" і "Д"- "2-3" прийняті залізобетонні діафрагми.

Монолітні колони прийняті перетином 400х400мм. Плити перекриття прийняті товщиною 200мм. Капітелі квадратні в плані з розмірами 1800х1800мм, висотою до плити 700мм.

Висота поверхів будівлі 3,9м.

У якості фундаментної конструкції прийнята монолітна плита товщиною 800мм.

Для всіх конструкцій при розрахунку був прийнятий бетон В25.

Конструктивні рішення та розміри перерізів прийняті відповідно до завдання на розрахунок.

### 3.1 Розрахункова схема будівлі

Розрахунок здійснювався за програмою, що використовує метод кінцевих елементів - SCAD [3].

Розраховувався будинок по просторової розрахункової моделі, в якій враховані всі залізобетонні конструкції будівлі: колони, монолітні плити й стіни-діафрагми. Плити перекриття розбиті на прямокутні кінцеві елементи зі стороною 400мм, в місцях спирання плити на колону сітка згущена та мінімальний розмір кінцевого елемента становить 200x200мм. Для апроксимації колон прийняті просторові стрижневі кінцеві елементи. Плити перекриттів, покриття, фундаментна плита, а також стіни моделювались пластинчастими кінцевими елементами.

Фундаментна плита моделюється як плита на пружній основі, коефіцієнт пружності підстави обчислюється за даними інженерно- геологічних вишукувань. На вузли фундаментної плити накладені зв'язку з напрямів горизонтальних переміщень.

Статичний розрахунок здійснювався в лінійній постановці.

Розрахункова схема наведена на рисунку 1.

Розрахункова схема характеризується наступними параметрами:

- порядок системи рівнянь – 209594

- ширина стрічки - 208784
- кількість елементів - 36435
- кількість вузлів - 37007
- кількість завантажень – 9

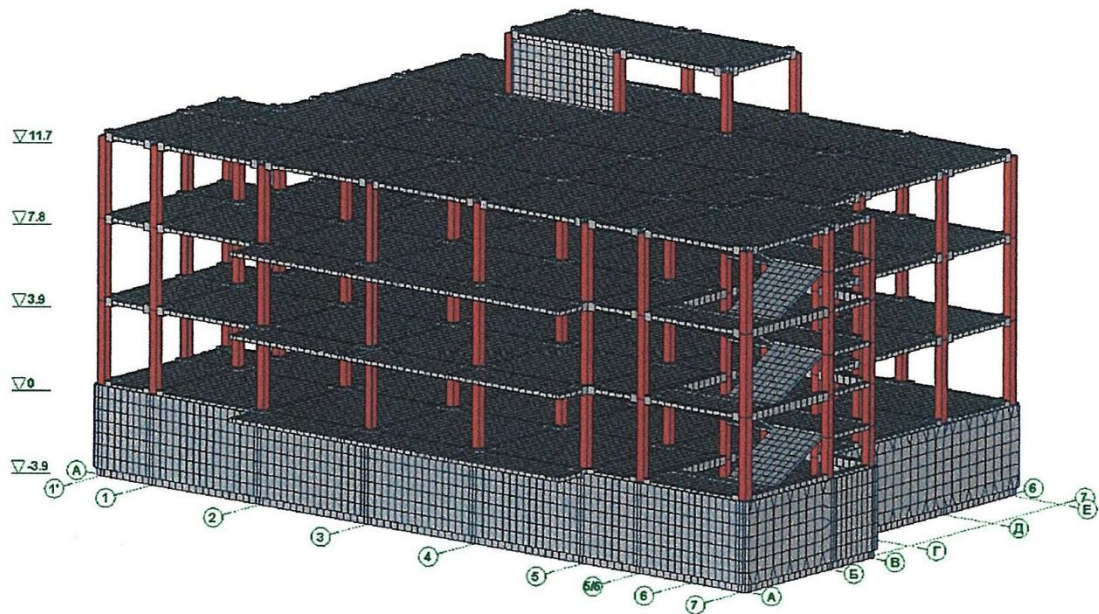


Рис. 3.1 Розрахункова схема будівлі

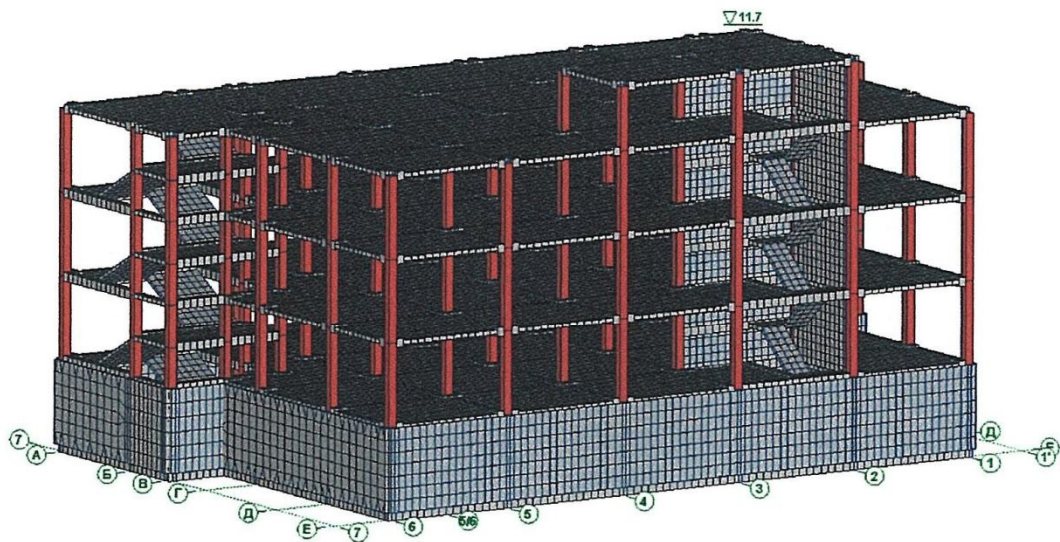


Рис. 3.2 Розрахункова схема будівлі (продовження)



## 3.2.1. Жорсткості.

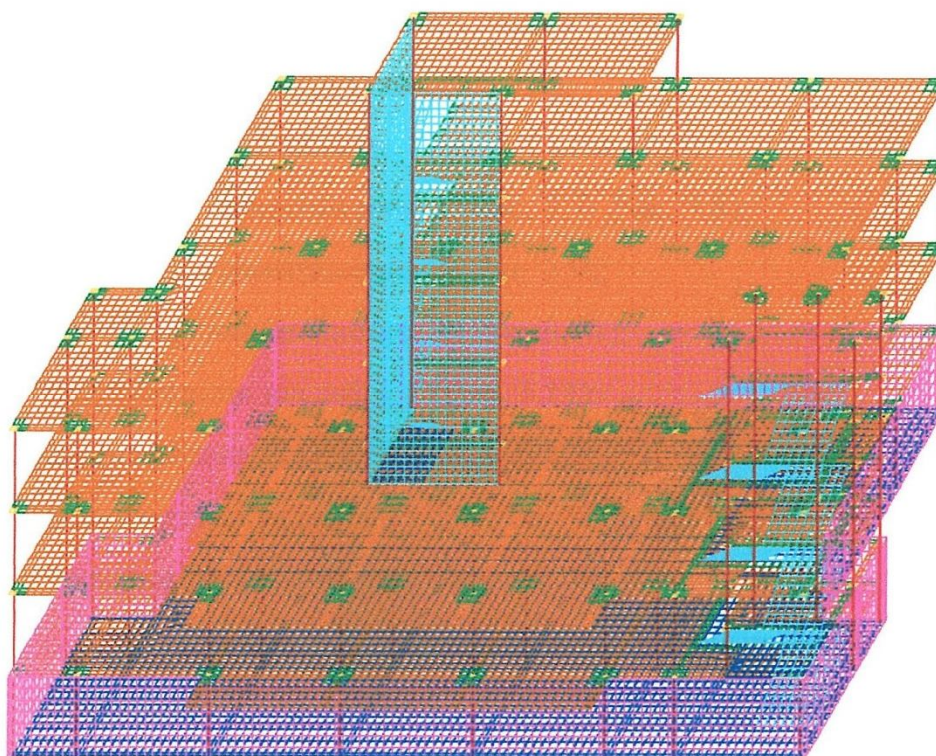





Рис. 3.2 Типи жорсткостей стрижневих елементів

Таблиця 3.1. Типи жорсткостей і перетин елементів

	Найменування	Переріз, мм	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Модуль пружності, т/м <sup>2</sup>
	Перекриття над паркингом и пандус	400x400	2,5	$2,75 \cdot 10^6$
	Плити міжповерхового перекриття і покриття	$\delta=200\text{мм}$	2,5	$2,75 \cdot 10^6$
	Ділянка плити перекриття співпадаюча з перетином колони	$\delta=1000\text{мм}$	2,5	$2,75 \cdot 10^6$
	Капітелі і балки біля сходів	$\delta=500\text{мм}$	2,5	$2,75 \cdot 10^6$
	Сходи і діафрагми	$\delta=150\text{мм}$	2,5	$2,75 \cdot 10^6$
	Фундаментна плита	$\delta=800\text{мм}$	2,5	$2,75 \cdot 10^6$
	Стіни підвалу	$\delta=400\text{мм}$	2,5	$2,35 \cdot 10^6$

### 3.2.2. Навантаження

Розрахунок виконувався на дію 9 завантажень:

1. Власна вага конструкцій (Рис. 3.1);
2. Постійні навантаження. (Рис. 3.4 - Рис. 3.6);
3. Тимчасове навантаження 1 (Рис. 3.7- Рис. 3.8);
4. Тимчасове навантаження 2 (Рис. 3.9);
5. Тимчасове навантаження 3 (Рис. 3.10);
6. Навантаження від снігу 1 (Рис. 3.11);
7. Навантаження від снігу 2 (Рис. 3.12);
8. Навантаження від вітру з боку осі "7" (Рис. 3.13).
9. Навантаження від вітру з боку осі "Е" (Рис. 3.14)

#### 3.2.2.1. Навантаження від власної ваги

Власна вага конструкцій обчислювалася автоматично програмою по заданих величинах щільності і розмірах перерізів елементів. Навантаження від власної ваги прикладені до всіх пластинчастим і стрижневих елементів. Коефіцієнт надійності за навантаженні  $\gamma_{fm}=1,1$ .

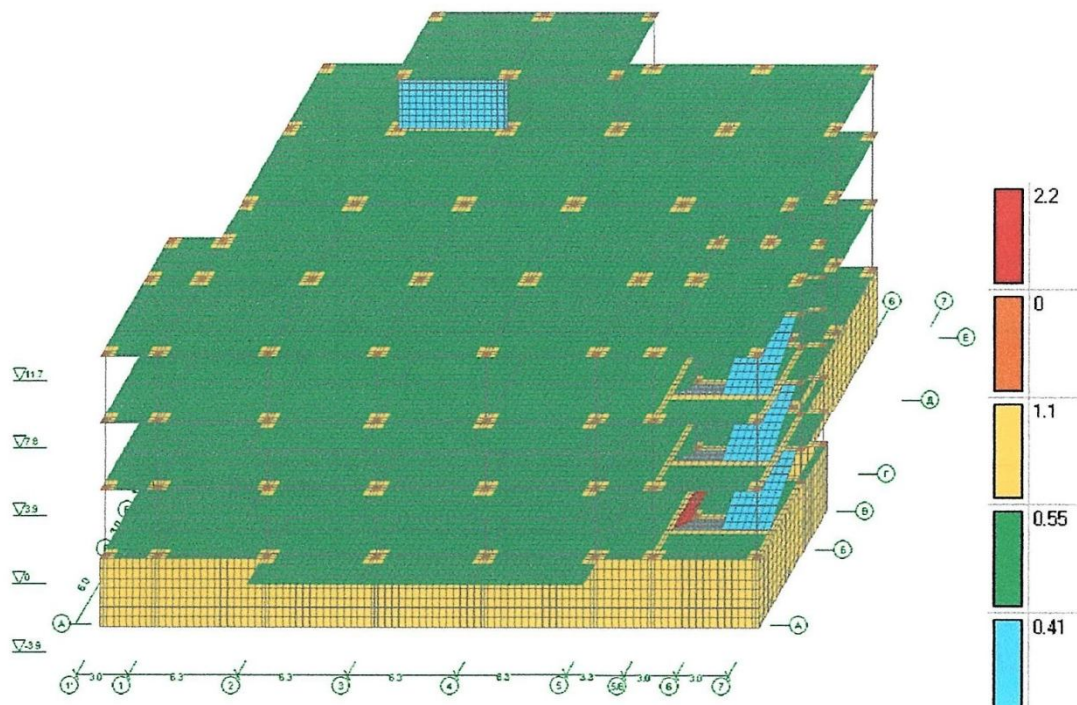


Рис. 3.3 Схема завантаження 1: Навантаження від власної ваги пластинчастих елементів, т/м<sup>2</sup>.

## 3.2.2.2. Постійні навантаження

Таблиця 3.2. Навантаження на покриття

Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач.. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
Руберойд, що наплавляється "Акваізол" з бронюючим посипанням	1	10	0.0100	1.2	0.0120
Стяжка армоцементна	1.6	45	0.0720	1.3	0.0936
Керамзитовий гравій	0.6	100	0.0600	1.3	0.0780
Руберойд	0.6	2	0.0012	1.2	0.0014
Утеплювач "ROCKWOOL"	0.15	100	0.0150	1.2	0.0180
Разом					0.2030

Таблиця 3.3. Навантаження на перекриття

Найменування	Щіль- ність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач.. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>
Керамічна плитка	2	20	0.0400	1.3	0.0520
Цементно-пісчана стяжка	1.8	50	0.0900	1.3	0.1170
Разом					0.1690
Тимчасове навантаження у торгівельних залах і сходах			0.4000	1.2	0.4800

Таблиця 3.4. Навантаження від зовнішніх стін та скління

Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>	Погонне навантаження, т/м
Цегляна стіна	1.8	380	0.6840	1.1	0.7524	
Утеплювач	0.175	50	0.0088	1.2	0.0105	
Штукатурка	1.8	20	0.0360	1.3	0.0468	
Облицювальна цегла	1.8	60	0.1080	1.1	0.1188	
Разом					0.9285	3.621
Склопакет	2.5	15	0.0375	1.2	0.0450	0.176

Таблиця 3.5 Зосередженні сили у вузли

Зосередженні сили у вузли від стін, т	1.448
Зосередженні сили у вузли від склопакета, т	0.070

Найменування	Щільність, т/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Характерист. знач. навант., т/м <sup>2</sup>	Коеф.	Розрах. навант., т/м <sup>2</sup>	Погонне навантаження, т/м
Цегляна стіна	1.8	250	0.4500	1.1	0.4950	
Штукатурка	1.8	20	0.0360	1.3	0.0468	
Разом					0.5418	2.113
Зосередженні сили у вузли від стін, т	0.845					

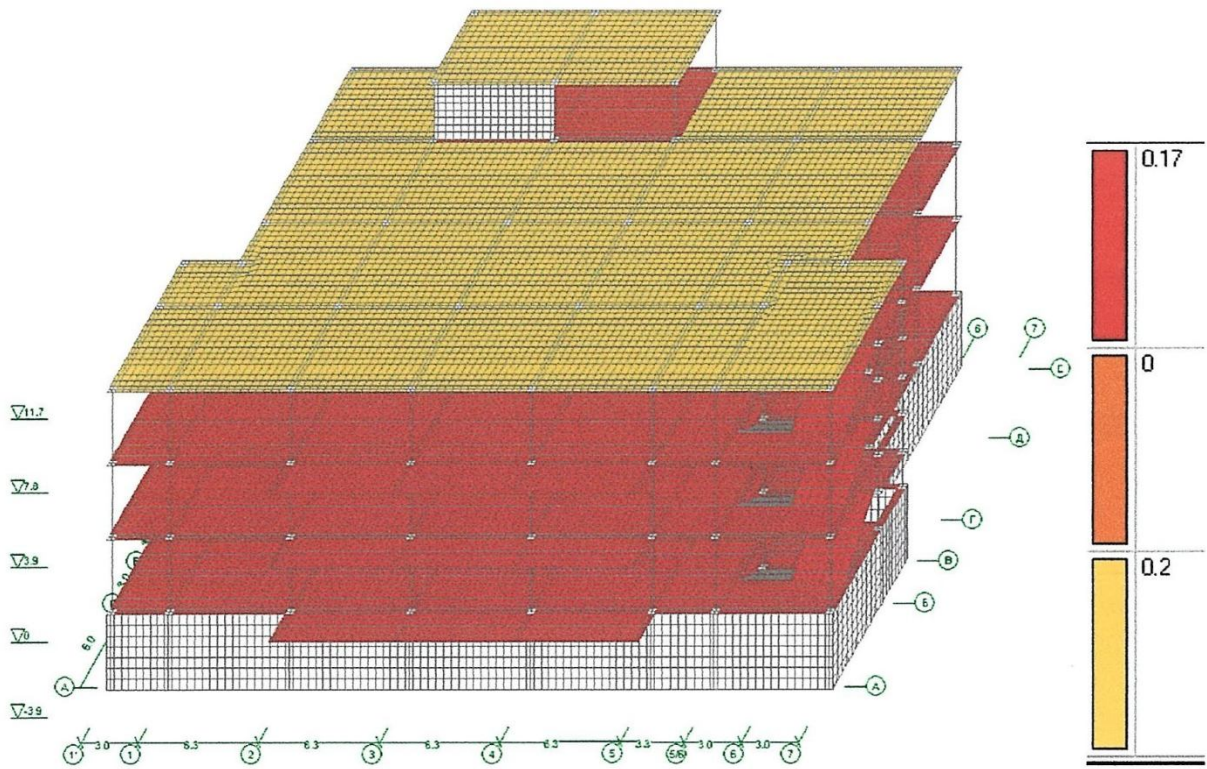


Рис. 3.4 Схема завантаження 2 – Постійне навантаження на плити перекриття і фундаментну плиту

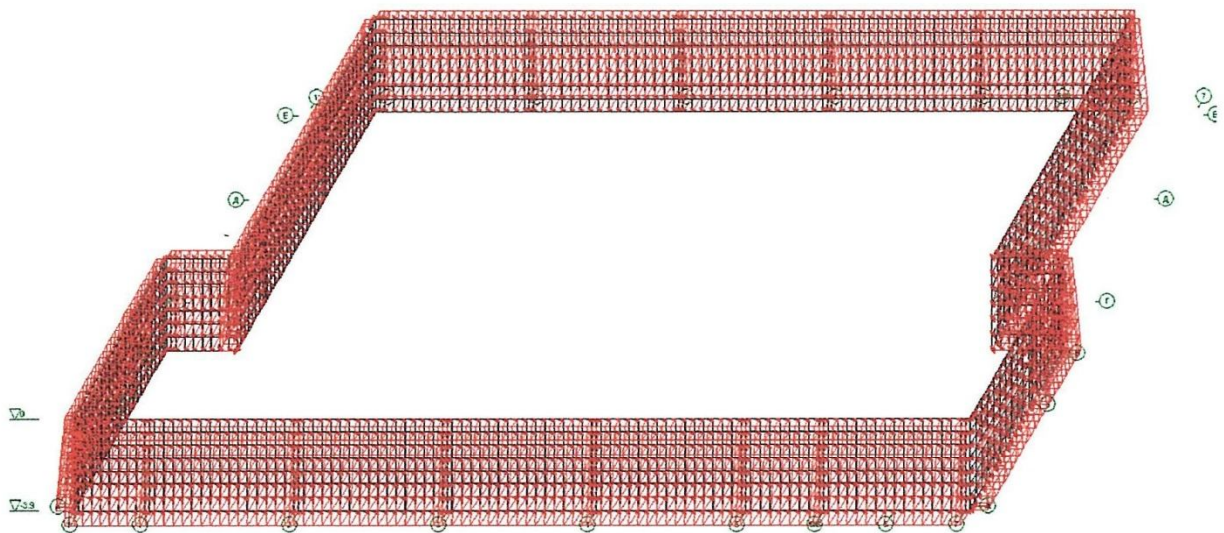


Рис. 3.5 Схема завантаження 2 – Постійне навантаження від ґрунту, т/м

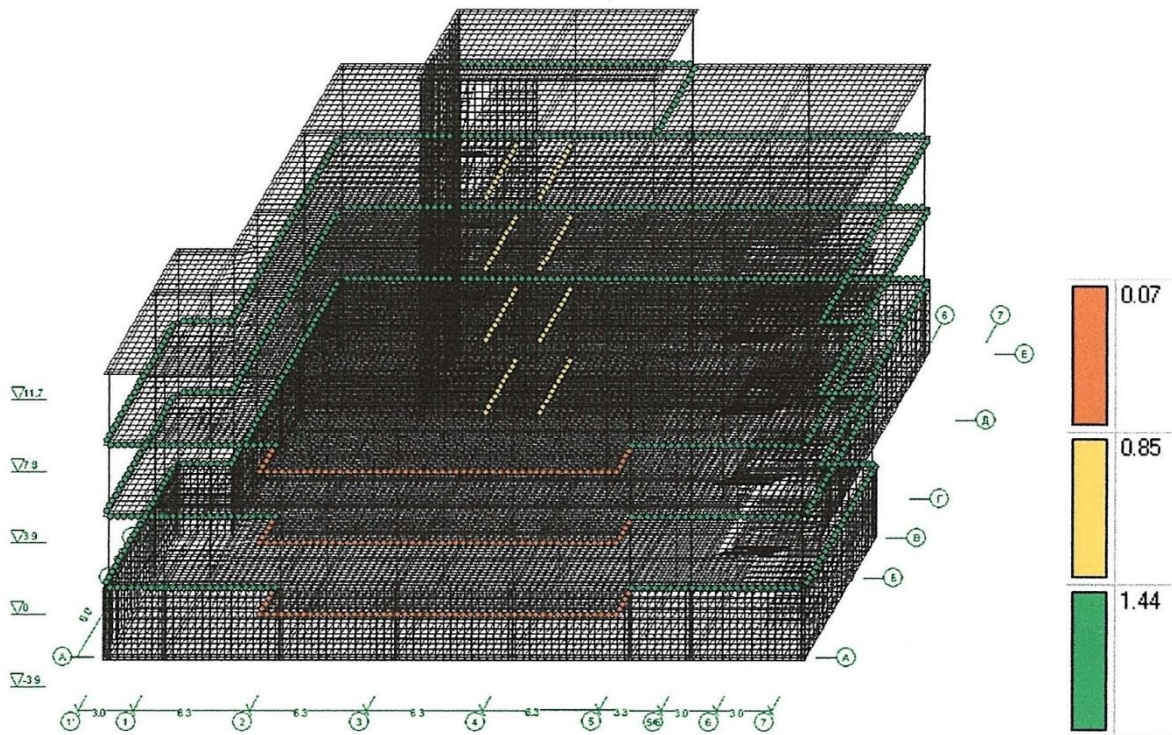


Рис. 3.6 Схема завантаження 2 – Зосереджені сили від стін, сходів, т

### 3.2.2.3. Тимчасові навантаження

Тимчасові навантаження задані в шаховому порядку через проліт і через поверх. Величини тимчасового навантаження прийняті відповідно до вимог ДБН [1]. Схеми застосування тимчасових навантажень наведено на Рис. 3.7-3.10.

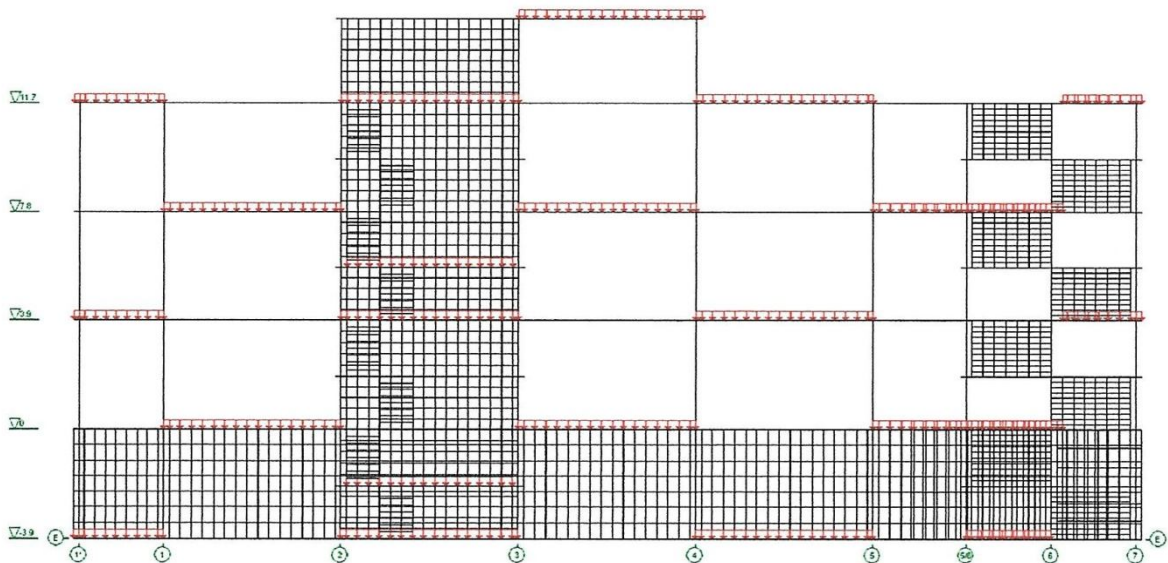


Рис. 3.7 Схема завантаження 3 – розріз

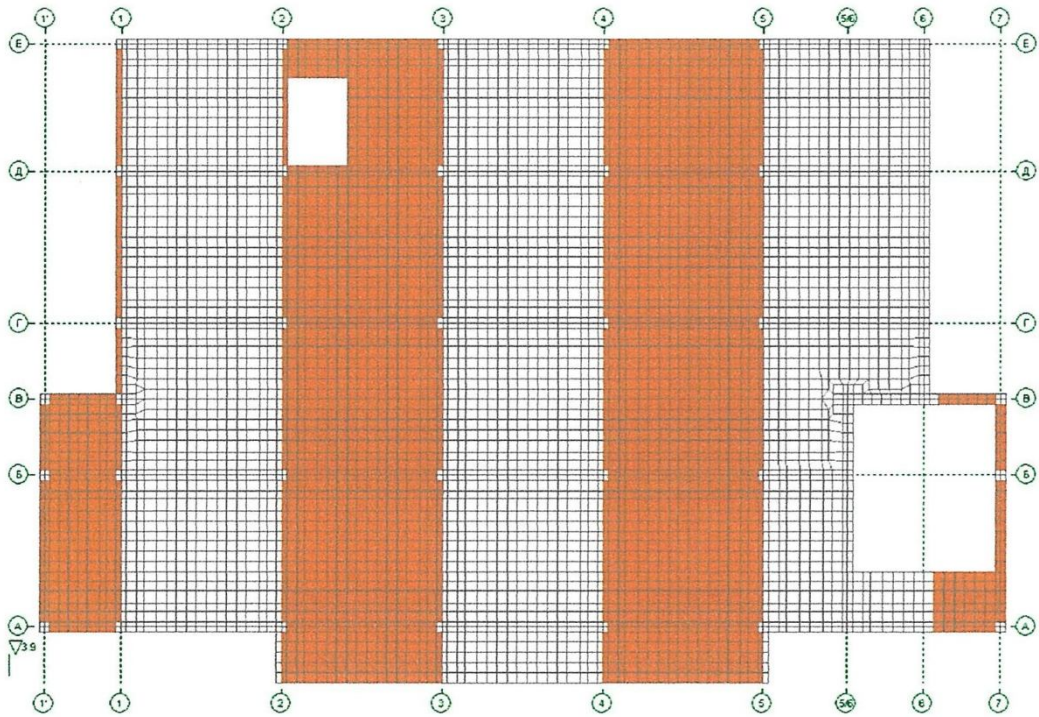


Рис. 3.8 Схема завантаження 3 – Тимчасове навантаження на плити на відм.3.9, т/м<sup>2</sup>

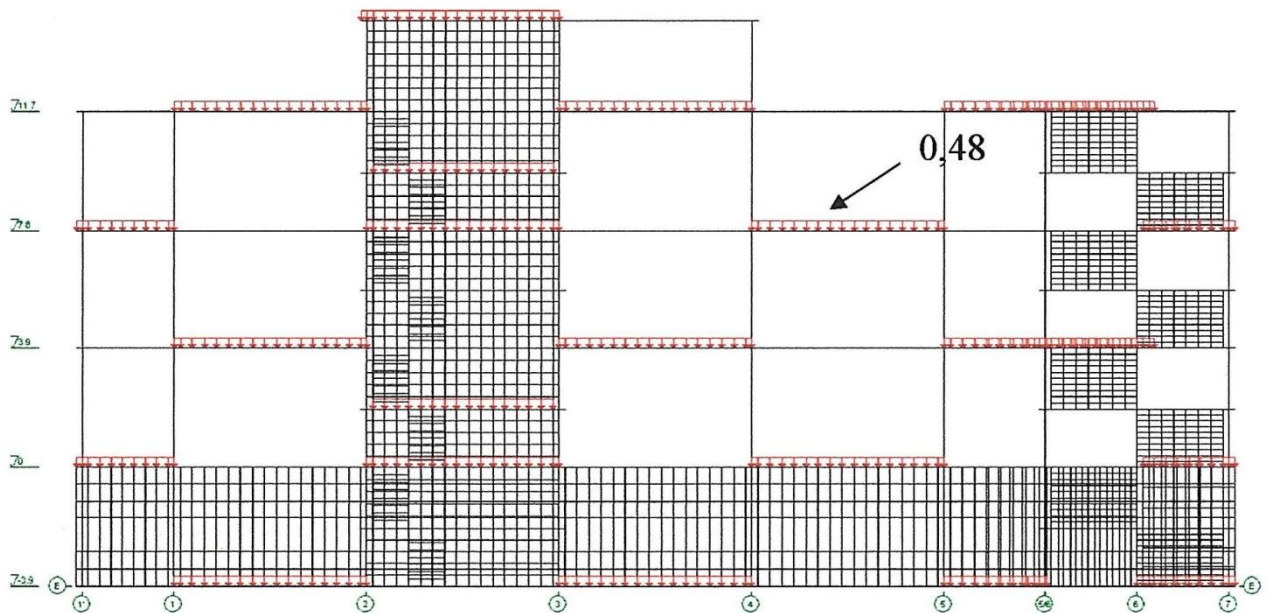


Рис. 3.9 Схема завантаження 4 – тимчасове навантаження 2, т/м<sup>2</sup>

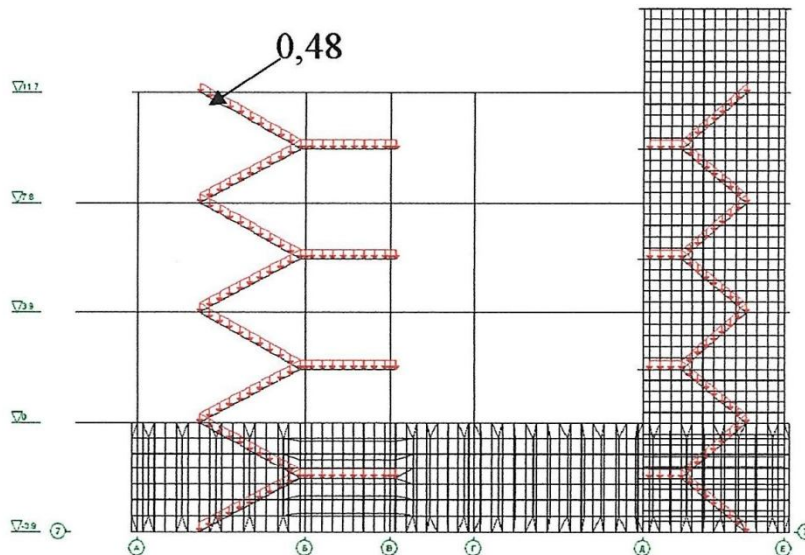


Рис. 3.10 Схема завантаження 5 – тимчасове навантаження 3, навантаження на сходи і майданчики, т/м<sup>2</sup>

#### 3.2.2.4. Снігове навантаження

Величини снігового навантаження обчислені відповідно до вимог ДБН [1]. Схеми програми снігових навантажень показані на Рис. 3.11. Навантаження прикладене до елементів покриття з урахуванням можливого утворення снігових мішків.

Нормативне значення снігового покриву для м. Запоріжжя (III сніговий район):

$$S_0 := 0.111 \cdot \frac{\text{т}}{\text{м}^2} \quad \gamma_{\text{fm}} := 1.14$$

#### Завантаження 6

Розрахункове снігове навантаження:

На всій поверхні покрівлі у вісях "А-Г":

$$\mu := 1 \quad S := S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_{\text{fm}} \quad S = 0.127 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

На відм. 14,6 у вісях "2-4":

$$\mu_1 := 0.8 \quad S_1 := S_0 \cdot \mu_1 \cdot \gamma_{\text{fm}} \quad S_1 = 0.101 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$



На відм. 11,7 у вісях "1-2", "4-6" и "Г-Д":

$$a := 12.6\text{м} \quad b := 6.3\text{м} \quad b_1 := 3.6\text{м}$$

$$\mu_2 := 1 + 0.1 \cdot \frac{a}{b} \quad \mu_2 = 1.2$$

$$S_2 := S_0 \cdot \mu_2 \cdot \gamma_{\text{fm}} \quad S_2 = 0.152 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

Завантаження 7

На полосі 1,5м від вісі "Г" та на 3,6м біля вісі "2", "4":

$$\mu_3 := 1 + 0.5 \cdot \frac{a}{b_1} \quad \mu_3 = 2.75 \quad \mu_3 := \min(\mu_3, 2.5) \quad \mu_3 = 2.5$$

$$S_3 := S_0 \cdot \mu_3 \cdot \gamma_{\text{fm}} \quad S_3 = 0.316 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

На іншій полосі:

$$S_1 = 0.101 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

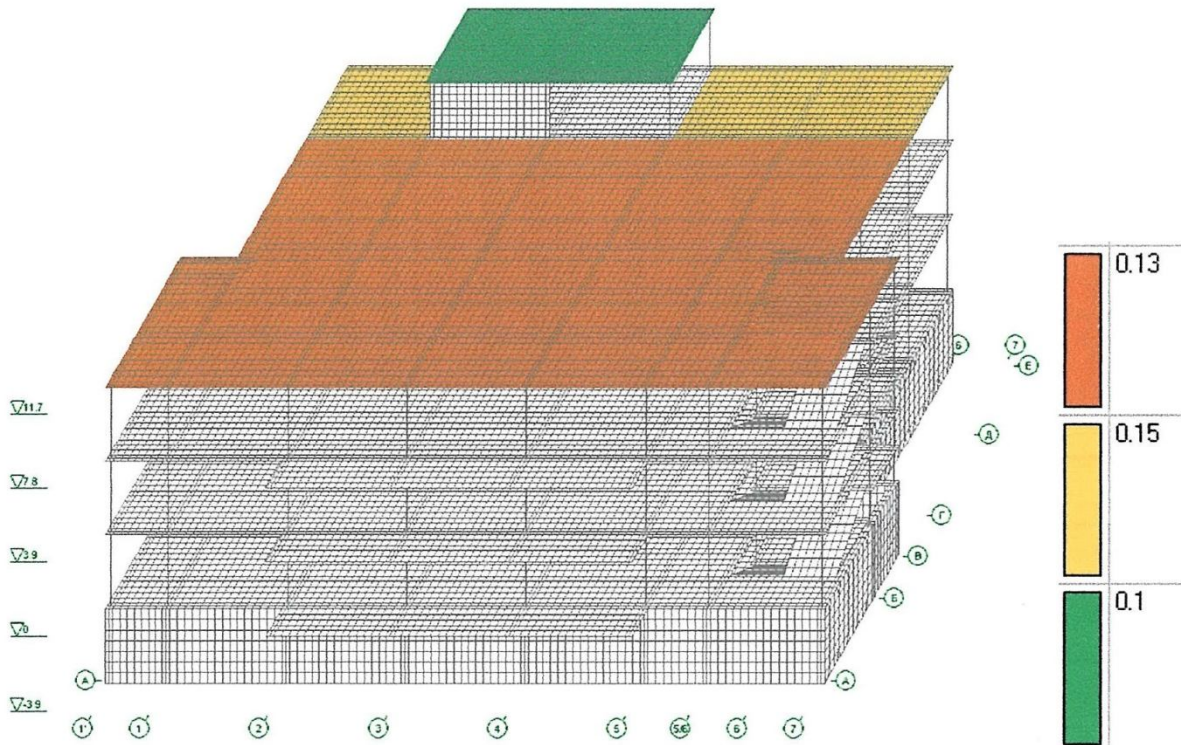


Рис. 3.11 Схема завантаження б – Навантаження від снігу 1, т/м<sup>2</sup>

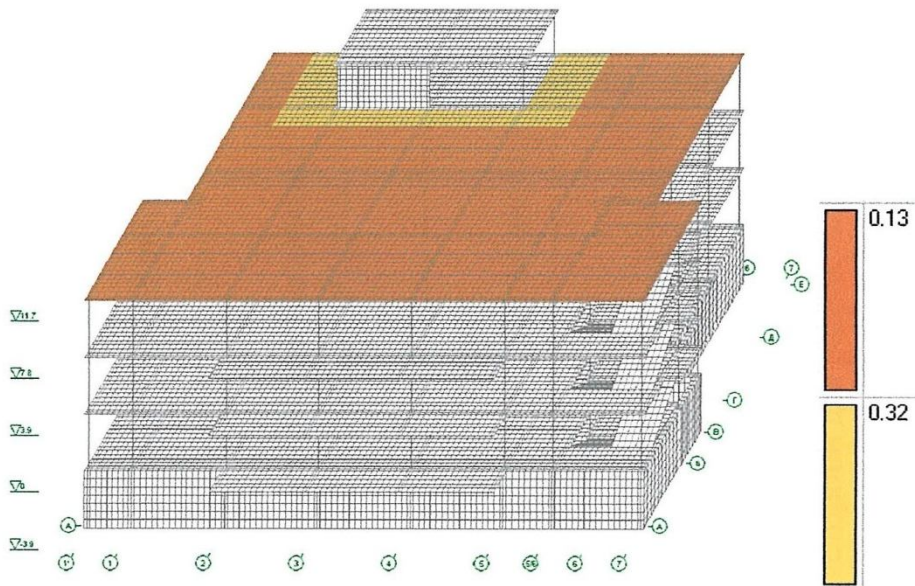


Рис. 3.12 Схема завантаження 4 – Навантаження від снігу 2, т/м<sup>2</sup>

### 3.2.2.5. Навантаження від вітру

Величини навантажень від вітру обчислені відповідно до вимог ДБН [1] для м. Запоріжжя (III вітрової район) тип місцевості IV. Схеми програми вітрових навантажень показані на Рис. 3.13 – Рис. 3.14.

Таблиця 3.6 Аеродинамічні коефіцієнти

№ поверху	Відмітка перекриття	Висота поверхні землі	С <sub>aeг</sub> Аеродинамічний з підвітренної сторони	С <sub>aeг</sub> Аеродинамічний з завітренної сторони	С <sub>h</sub> тип місцевості IV	С <sub>alt</sub> для не гористої місцевості	С <sub>rel</sub> коэф. рельєфа при ухилі ухил ніж 5%	С <sub>dir</sub> коэф. напрямку	С <sub>d</sub> коэф. динамічності	Коефіцієнт С з підвітренної сторони	Коефіцієнт С з завіт завіт сторони
		0									
1	0	0.45	0.8	-0.6	0.60	1	1	1	0.95	0.46	-0.34
2	3.9	4.35	0.8	-0.6	0.60	1	1	1	0.95	0.46	-0.34
3	7.8	8.25	0.8	-0.6	0.84	1	1	1	0.95	0.64	-0.48
4	11.7	12.15	0.8	-0.6	1.13	1	1	1	0.95	0.86	-0.65
5	15.3	15.75	0.8	-0.6	1.33	1	1	1	0.95	1.01	-0.76

Таблиця 3.7 Розрахункове значення вітрового навантаження

№ поверху	Відмітка перекриття	Висота над поверхнею землі	Характеристичне значення вітрового напору, т/м <sup>2</sup>	G <sub>fm</sub> для розрахунку на міцність	G <sub>fe</sub> для розрахунку на жорсткість	Розрахункове значення вітрового напору з завітреної сторони для розрахунку на міцність, т/м <sup>2</sup>	Розрахункове значення вітрового напору з навітреної сторони для розрахунку на міцність, т/м <sup>2</sup>
1	0	0.45	0.046	1.14	0.21	-0.0179	0.0239
2	3.9	4.35	0.046	1.14	0.21	-0.0179	0.0239
3	7.8	8.25	0.046	1.14	0.21	-0.0251	0.0335
4	11.7	12.15	0.046	1.14	0.21	-0.0339	0.0452
5	15.3	15.75	0.046	1.14	0.21	-0.0397	0.0530

Таблиця 3.7 Погонне вітрове навантаження на колони

Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м +	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м -	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м +	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м -	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м +	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м -	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м +	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м -	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м +	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м -	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м +	Погонне навантаження на колони з груз ширини, т/м -
<b>6.00</b>		<b>4.50</b>		<b>3.00</b>		<b>6.30</b>		<b>5.50</b>		<b>2.50</b>	
0.143	-0.108	0.108	-0.081	0.072	-0.054	0.151	-0.113	0.132	-0.099	0.060	-0.045
0.143	-0.108	0.108	-0.081	0.072	-0.054	0.151	-0.113	0.132	-0.099	0.060	-0.045
0.201	-0.151	0.151	-0.113	0.101	-0.075	0.211	-0.158	0.184	-0.138	0.084	-0.063
0.271	-0.203	0.203	-0.152	0.135	-0.102	0.285	-0.213	0.248	-0.186	0.113	-0.085
0.318	-0.238	0.238	-0.179	0.159	-0.119	0.334	-0.250	0.291	-0.219	0.132	-0.099

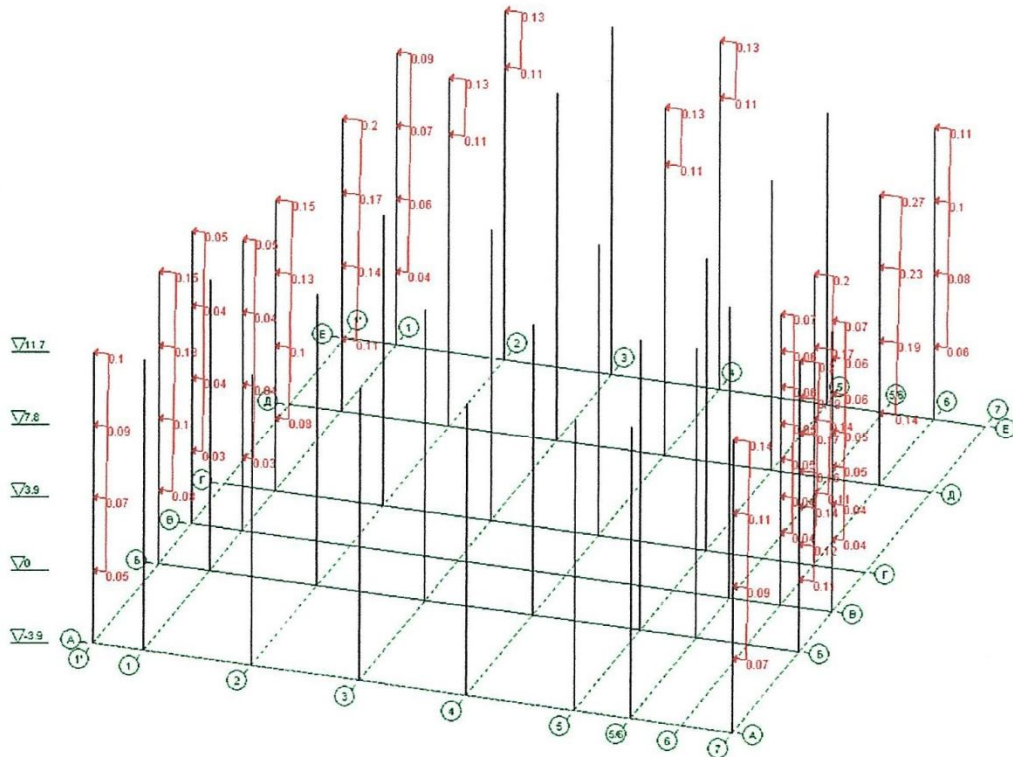


Рис. 3.13 Схема завантаження 8 – навантаження на колони від вітру  
зі сторони вісі «7», розріз, т/м

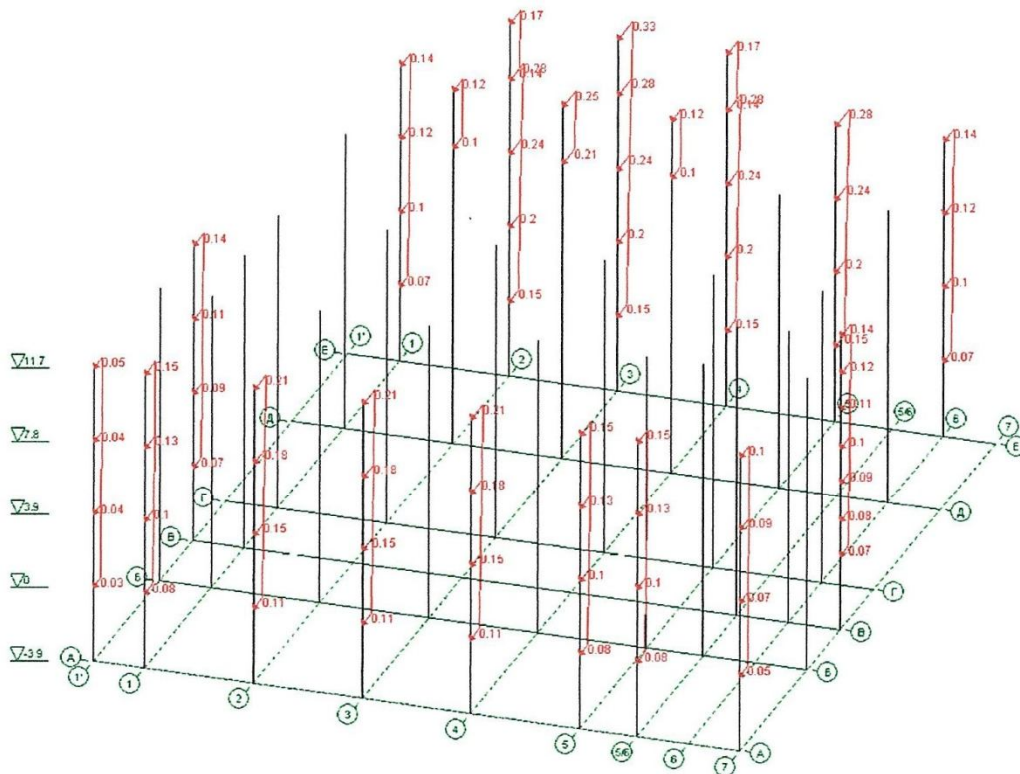


Рис. 3.14 Схема завантаження 9 – навантаження на колони від вітру  
зі сторони вісі «E», т/м

### 3.3. Результати розрахунку

У цьому звіті результати розрахунку представлені вибірково.

#### 3.3.1 Розрахункові поєднання зусиль

Обчислені розрахункові поєднання зусиль (PCY) для всіх елементів.

Обчислення розрахункових сполучень зусиль проводиться на підставі критеріїв, характерних для відповідних типів кінцевих елементів - стрижнів і оболонок. В якості таких критеріїв прийняті екстремальні значення напруг в характерних точках поперечного перерізу елемента. При розрахунку враховуються вимоги нормативних документів і логічні зв'язки між завантаженнями. Основою вибору невідповідних розрахункових сполучень зусиль служить принцип суперпозиції. З усіх можливих поєднань, відбираються ті PCY, які відповідають максимальному значенню певної величини, обраною в якості критерію і залежить від всіх компонентів напруженого стану.

За результатами розрахункових сполучень підібрана арматура стрижневих і пластинчастих елементах.

#### 3.3.2 Результати розрахунку армування колон

Обчислена необхідна арматура в колонах квадратного перетину 400x400мм. У розрахунок прийнятий бетон C20/25, поздовжня арматура A400C, поперечна A240C, крок поперечної арматури прийнятий 100мм. Нижче показані епюри необхідних площ поздовжнього й поперечного арматури в колонах. Розташування арматури щодо перетину колон показано на Рис. 3.15. Місцеві осі елементів колон показані на Рис 3.16. Місцева вісь 71 збігається з напрямом буквених осей, вісь У1 збігається з цифровими креслення вісями.

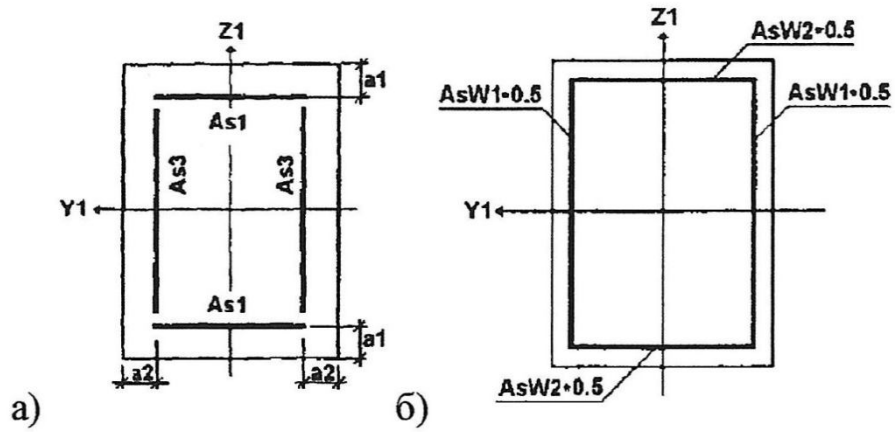


Рис. 3.15 Розташування симетричної а) поздовжньої, б) поперечної арматури у колонах

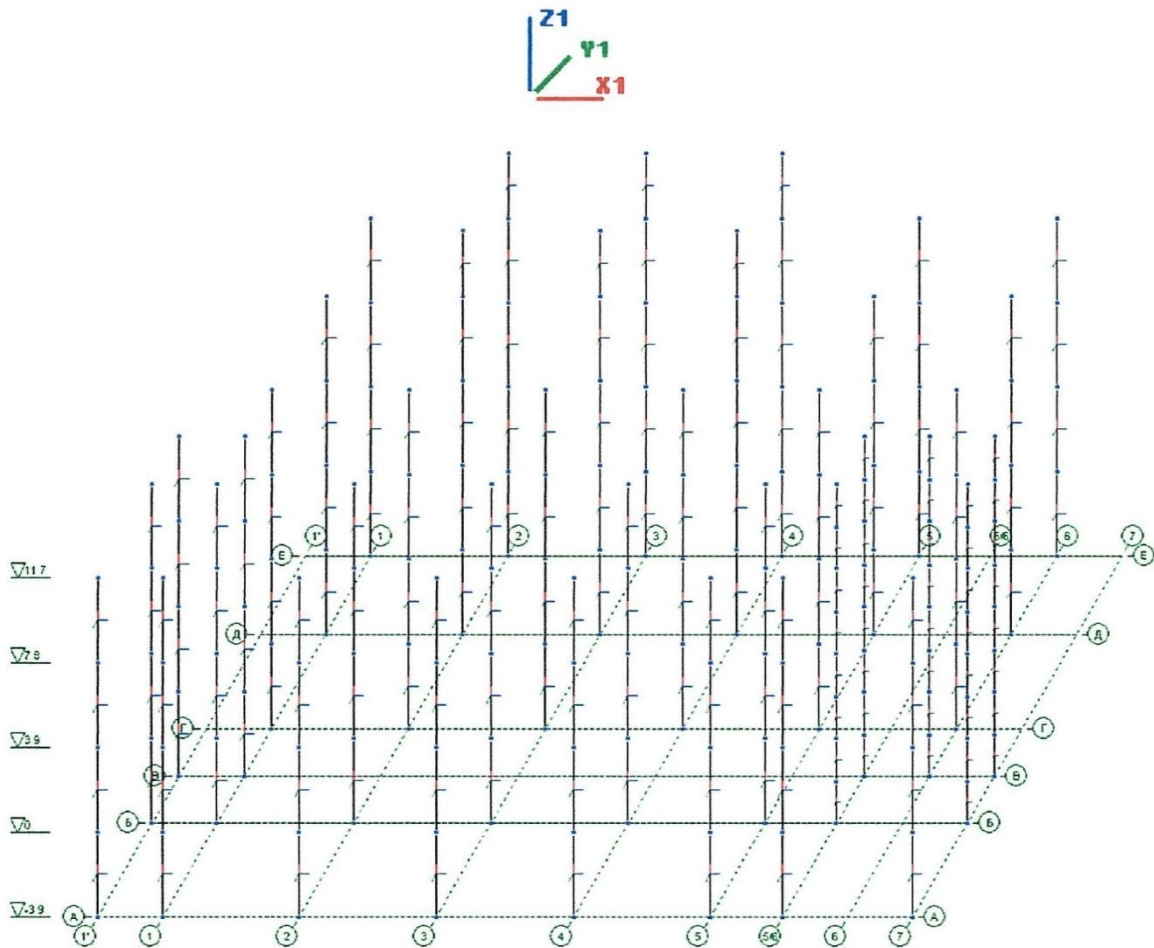


Рис. 3.16 Розташування місцевих вісей у колонах

Максимальна необхідна площа поздовжньої арматури, в колонах становить  $AS1=6,9\text{см}^2$  і  $AS3=6,7\text{см}^2$  (у колонах по осі "Д"). Максимальна площа поперечного арматури складає  $0,46\text{см}^2$  з кроком 100мм.

### 3.3.3 Результати розрахунку капітелей і ригелів під стіни

Ригелі під стіни моделювались пластинчастими кінцевими елементами. У розрахунку прийнятий бетон C20/25, поздовжня арматура A400C, поперечна A240C, крок поперечної арматури прийнятий 100мм. На Рис. 5 - Рис. 28 Додатку показані епюри необхідних площ поздовжнього й поперечного арматури в ригелях. Розташування арматури щодо перетину ригелів показано на Рис. 17. Місцеві осі елементів ригелів показані на Рис. 18.

Місцева вісь XI збігається з напрямом буквених осей, вісь У1 збігається з цифровими креслення осями.

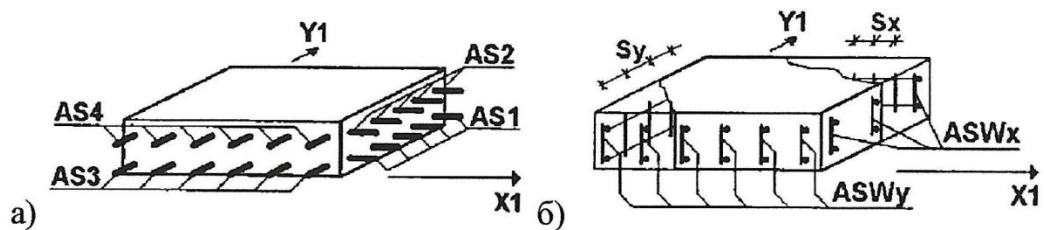


Рис. 3.17 Розташування арматури у перетині капітелей і ригелів:

а) поздовжня арматура, б) поперечна арматура

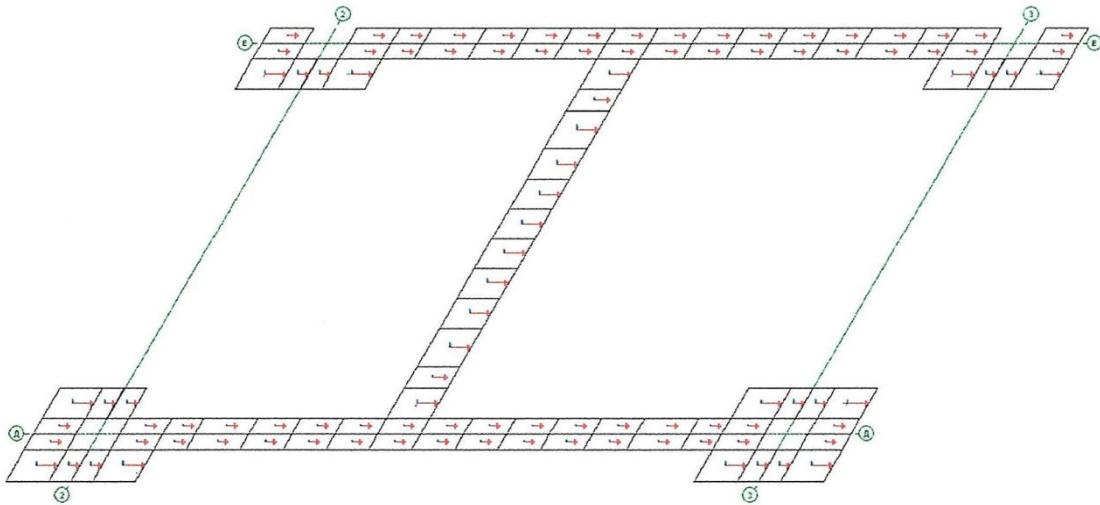
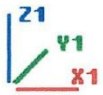


Рис. 3.18. Розташування місцевих вісей у ригелях і капітелях

### 3.3.4 Результати розрахунку монолітних плит перекриття і покриття

У розрахунку для плит прийнятий бетон С20/25, поздовжня верхня і нижня арматура А400С. Підібрані площі верхній і нижній арматури на  $I_{pm}$  плити в напрямку осей  $XI$  і  $Y1$ . Вісь  $XI$  збігається з напрямом буквених вісей. Вісь  $Y1$  відповідає напрямку цифрових осей. Розмір кінцевого елемента плит 0,4x0,4м.

У додатку показані ізополя необхідних площ верхній і нижній арматури в плитах перекриття і покриття.

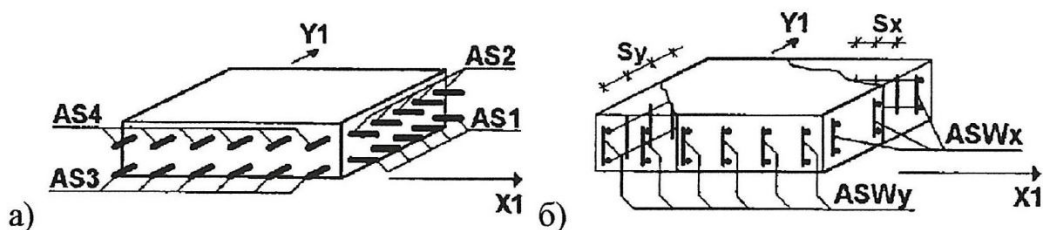


Рис. 3.19 Розташування а) поздовжньої і б) поперечної арматури відносно місцевих вісей у плитах

## 3.4 Висновки

1. Виконаний просторовий розрахунок будівлі за програмою SCAD



[3,4]. Розрахунок виконаний в лінійній постановці у відповідності з діючими нормативними документами [1,2].

2. Розрахунок будівлі виконано на дію вертикальних і горизонтальних навантажень. Виконані розрахункові поєднання зусиль. Підібрана необхідна арматура для елементів колон, плит перекриття.

3. У результаті розрахунку підібрано армування плит перекриття і покриття, капітелей, колон.

4. Армування підібрано на дію згинальних зусиль і перерізуючі сил, таким чином враховуючи ефект продавлювання плити колоною

## РОЗДІЛ 4. Основи контролю якості та охорони праці при будівництві

Контроль якості виробництва робіт повинен виконуватися відповідно до проекту виробництва робіт і здійснюватися керівництвом об'єкту, авторським наглядом і замовником.

В процесі виробництва робіт необхідно контролювати: технічні характеристики заповнювача; відповідність проекту виду і марки цементу; наявність паспортів на вживані матеріали та відповідність їх вимогам державних стандартів; ретельність дозування і перемішування матеріалів; вологість вживаних матеріалів; якість підготовки поверхні перед укладанням бетонних сумішей; правильність установки арматури, якщо вона передбачена проектом; дотримання основних параметрів приготування, доставки і укладання бетонних сумішей; правильність догляду за укладеним бетоном. А також контролювати вплив якості вживаних матеріалів і параметрів технологічних операцій : дозування; перемішування початкових компонентів; доставки; укладання; ущільнення і умов тверднення бетонних сумішей, на однорідність бетону по міцності і морозостійкості. При цьому слід використовувати методичку, задану проектом.

При прийманні робіт мають бути пред'явлені наступні документи: паспорти і акти випробувань цементу і заповнювачів; сертифікати на арматуру; акти на приховані роботи (арматурні, підготовка поверхні опалубки та ін.); протоколи випробування бетону на міцність, водонепроникність, морозостійкість і т. д.; журнал виробництва робіт.

Основним документом, що визначає виробничі стосунки на будівельному майданчику і при виробництві робіт, є "Закон про охорону праці в Україні".

Усі роботи по будівництву залізобетонних споруд з високоморозостійким поверхневим шаром бетону повинні відповідати вимогам "Техніка безпеки в будівництві"; "правилам технічної експлуатації електроустановок споживачів"; "правилам техніки безпеки при експлуатації електроустановок споживачів"; "правилам техніки безпеки і виробничої санітарії при виробництві робіт",

Роботи, пов'язані з обслуговуванням стандартних машин, механізмів і пристосувань, повинні виконуватися відповідно до вимог типових інструкцій і вказівок по техніці безпеки для цього устаткування.

Здійснювати виробництво робіт дозволяється тільки після обгороджування місця роботи. На робочих місцях мають бути вивішені плакати та інструкції по техніці безпеки. Усі будівельні механізми та електричний інструмент мають бути заземлені. Усувати несправності, чистити і змащувати устаткування або окремі його вузли дозволяється тільки після повної зупинки і відключення мережі електроживлення.

Усі місця роботи, а також сходи і проходи повинні мати освітлення, що відповідає діючим нормам. У місцях укладання бетонних сумішей джерела світла мають бути розташовані так, щоб на робочі поверхні не падали тіні від того, що працює, його інструменту або елементів устаткування. Усі освітлювальні прилади розташовані в зоні роботи повинні мати захисні ковпаки з небиткого скла.

Робітники, зайняті виробництвом бетонних робіт, мають бути забезпечені спецодягом і індивідуальними захисними пристосуваннями, залежно від роду виконуваної роботи і шкідливості для здоров'я. Машиністи будівельних машин повинні працювати в спецодязі, передбаченому діючими нормами на спецодязі.

При роботі з хімічними добавками слід дотримувати правила роботи з їдкими речовинами. Частина тіла, на які потрапили добавки, необхідно ретельно промити водою, а потім нейтралізуючим 2% -ним розчином борної кислоти або 1 % -ним розчином оцтової кислоти. Основи контролю якості технологічних процесів і охорони праці при ремонті **залізобетонних** споруд.

Контроль якості технологічних процесів виробництва робіт по відновленню конструкцій і споруд повинен виконуватися відповідно до проекту виробництва робіт і здійснюватися керівництвом об'єкту, авторським наглядом і замовником.

Контроль якості укладеного торкрета полягає у візуальному огляді і регулярному простукуванні торкретного покриття легким молотком. На

поверхні торкрета не має бути усадкових тріщин, здуття і відшаровувань. Глухий звук вказує на нещільність прилягання торкрета до поверхні або його відшарування.

У разі потреби виправлення дефектних ділянок заторкретированої поверхні (опливи, відшаровування, вифарбовування, дрібні окремі тріщини), зрубання торкрету слід починати не раніше, ніж він досягне 50 %-ої проектної міцності. Зрубувати слід лише той шар торкрета, який відшаровується від попереднього або від кладки.

При прийманні робіт мають бути пред'явлені наступні документи: паспорти та акти випробувань цементу і заповнювачів; сертифікати на арматуру; акти на приховані роботи (арматурні, підготовка поверхні); протоколи випробування торкрета на міцність, водонепроникність, морозостійкість і т. д.; журнал торкретних робіт.

Основним документом, що визначає виробничі стосунки між "замовником" і "підрядчиком" на будівельному майданчику і при виробництві робіт, є "Закон про охорону праці в Україні".

Усі роботи по відновленню бетонних і залізобетонних конструкцій і споруд високоморозостійким поверхневим шаром бетону повинні відповідати вимогам: ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві; Правилам технічної експлуатації електроустановок споживачів; Правилам техніки безпеки і виробничої санітарії при виробництві робіт по реконструкції і капітальному ремонту штучних споруд; Правилам пристрою і безпечної експлуатації посудин, що працюють під тиском; Правилам пристрою і безпечної експлуатації повітряних компресорів і парових котлів.

Робітники мають бути проінструктовані за правилами техніки безпеки на робочому місці, про що робиться відповідний запис в журналі інструктажу, а після проходження медичного огляду і навчання їх способам надання першої допомоги потерпілим при нещасних випадках допускаються до робіт.

Машиністи цемент-пушки, компресорні установки, розчинозмішувачі, а також нагнитачі повинні мати при собі посвідчення про проходження технічного і складання іспитів.

Роботи, пов'язані з обслуговуванням стандартних машин, механізмів і пристосувань, повинні виконуватися відповідно до вимог типових інструкцій і вказівок по техніці безпеки для цього устаткування. Напірні місткості (бак для води, ресівер та т.п.) мають бути забезпечені паспортами, інструкцією по обслуговуванню та зареєстровані в Госдержпромнагляде.

Установки та трубопроводи, що працюють під тиском, не рідше за один раз в 3 міс. повинні піддаватися гідравлічним випробуванням під тиском, що перевищує робоче в 1,5 разу. Забороняється користуватися установками і апаратами, що працюють під тиском, за відсутності або несправності манометрів і запобіжних клапанів. Наносити торкрет на ремонтвану поверхню кладки інженерних споруд дозволяється тільки після обгороджування місця роботи. На робочих місцях мають бути вивішені плакати і інструкції по техніці безпеки. Цемент-гармату, при стаціонарній її установці, потрібно розташовувати на вирівняному майданчику. Навколо машини, за винятком сторони, з якою робиться її завантаження, необхідно мати прохід шириною не менше 1 м. Усі будівельні механізми і електричний інструмент мають бути заземлені.

Без сигналу нагнетальщика машиніст цемент-пушки не має права подавати повітря в машину і включати її в роботу. За відсутності між машиністом і нагнитачем прямого зорового зв'язку має бути організована звукова і світлова сигналізація.

Усувати несправності, чистити і змащувати устаткування або окремі його вузли, підтягувати з'єднання в трубопроводах дозволяється тільки після зняття тиску повітря і відключення мережі електроживлення.

Перед початком роботи матеріальні трубопроводи і шланги продувають стислим повітрям. Забороняється перегинати матеріальні шланги, а також усувати пробки шляхом подачі повітря під тиском, що перевищує робоче. Під

час продування матеріального шланга на початку і у кінці роботи або після усунення пробки забороняється тримати в руках сопло або вільний кінець матеріального шланга; вони мають бути відведені убік від місця знаходження людей або їх постійного руху і закріплені.

Роботи по нанесенню торкрета на висоті більше 2 м слід вести із спеціальних подмостей або технологічного візка. Пересування технологічного візка або переміщення подмостей на чергову ділянку торкретування можна робити тільки з дозволу особи, відповідальної за ведення робіт, після огляду заторкретированного ділянки і відповідного запису в журналі. Усі майданчики на візку на висоті більше 1,5 м мають бути обладнані перилами, що захищають, заввишки не менше 1 м і суцільним настилом з бортовою дошкою заввишки не менше 15 см.

В процесі торкретування склепінчастої і стельової поверхні робітники не повинні знаходитися під поверхнею свіжонанесеного торкрета. Забороняється вести роботи в двох ярусах по одній вертикалі за відсутності між ярусами суцільного настилу.

Запилена повітря в межах робочого місця не повинна перевищувати 2 міліграми/м<sup>3</sup>. При більшій запыленій повітря на місці виробництва робіт необхідно влаштувати примусову вентиляцію відповідно до проекту виробництва робіт.

Усі місця роботи, а також сходи і проходи повинні мати освітлення, що відповідає діючим нормам. У місцях нанесення покриття джерела світла мають бути розташовані так, щоб на робочі поверхні не надали тіні від того,

що працює, його інструменту або елементів устаткування. Усі освітлювальні прилади, розташовані в зоні роботи нагнетальщика, повинні мати захисні ковпаки з небиткого скла.

Робітники, зайняті нанесенням торкретної суміші і її приготуванням, мають бути забезпечені спецодягом і індивідуальними захисними пристосуваннями (окулярами, шоломами, респіраторами, навушниками та ін.), залежно від роду виконуваної роботи і шкідливості для здоров'я.

Нагнітач та його помічник повинні працювати в спецодягу, передбаченому діючими нормами на спецодяг для бетонщиків. Роботи по нанесенню торкрета робітники повинні виконувати в головних уборах з твердим покриттям.

Однією з основних гігієнічних вимог, що пред'являються до спецодягу, є її воздухо- та паропроницаемость, завдяки яким не порушується терморегуляція організму. Для спецодягу використовують м'які і легко такі, що очищаються від забруднюючих речовин тканини. Взуття не повинне мати ковзаючої підошви.

Для захисту від різкого шуму, що виникає в процесі підготовки поверхні і нанесення торкрета, застосовуються навушки-глушники, протишумовий облягаючий шолом, малогабаритні протишумові навушники. Для одноразового використання зручні фільтри Петрянова "Беруші". При піскоструминному очищенні поверхні бетону слід застосовувати наголовній щиток з прозорим екраном з оргскла або захисні окуляри з шкіряною напівмаскою.

У місцях виробництва робіт встановлюють бачки для питної кип'яченої води, щільно закриті кришками, з кранами-фонтанчиками або іншого типу.

На місці робіт, на видному місці, має бути аптечка із запасом необхідних медикаментів і перев'язувальних засобів. З числа тих, що працюють виділяється відповідальний за організацію, в необхідних випадках, першій медичній допомозі.

При роботі з хімічними добавками (прискорювачами термінів схоплювання для торкрета та ін.) слід дотримувати правила роботи з їдкими речовинами. Частина тіла, на які потрапили добавки, необхідно ретельно промити водою, а потім нейтралізуючим 2% -нім розчином борної кислоти або 1% -нім розчином оцтової кислоти.

## **Висновки.**

1. Залізобетонні безбалкові перекриття найбільш повно відповідають вимогам сучасного будівництва.

2. Чисельними дослідженнями напружено-деформованого стану пропонованих стикових з'єднань визначено вплив капітелі на роботу перекриття будівлі в цілому. В результаті досліджень встановлено, що наявність капітелей призводить до:

- підвищення тріщиностійкості і зменшення прогинів перекриття на 14-22%;
- зниження головних напруг в опорних зонах перекриттів в 1,5 рази;
- підвищення несучої здібності стиків на продавлювання на 9-42 %. Виявлено, що на продавлювання найбільше впливають армування капітелі нахилною арматурою;
- зменшення згинаючих моментів на опорах на 28-34 % і в прольотах - на 7-11 %, а також зменшення кількості верхньої поздовжньої арматури на 29-36% і нижньої поздовжньої арматури - на 6-9 %;
- зниження горизонтальних деформацій будівлі до 19 %.

3. Проведений аналіз показав, що застосування капітелей призводить до:

- підвищення жорсткості і тріщиностійкості стикових з'єднань перекриттів з колонами. Причому, найбільшою жорсткістю має стик з капітеллю у формі циліндра. Прогинання плит з капітелями до 46 % менше прогинів плити безкапітельного стику;
- зниження напруги в поздовжній арматурі плит на 10- 20 %. Деформації в бетоні знижуються в 2 рази;
- підвищення несучої здатності стикових з'єднань на продавлювання на 20-50 %, в залежності від розміру та форми капітелей, а також їх армування;

4. Застосування капітелей призводить до зниження вартості будівельно-монтажних робіт по пристрою перекриттів на 10% в порівнянні з



безкапітєльними перекриттями. Зниження вартості пристрою перекриттів відбувається внаслідок зменшення витрат арматури на 25 %.

5. На підставі методики розрахунку, викладеної в СП 52-101-2003, запропоновані рекомендації з визначення несучої здатності перекриттів з капітелями на продавлювання при спільній дії поперечної сили і згинального моменту.

### Список використаних джерел

1. Ивянский А.М. Железобетонные конструкции: учеб, для вузов М. : Государственное издательство сельскохозяйственной литературы, журналов и плакатов, 1961. 400 с.
2. Генри Дж. Коуэн Строительная наука XIX - XX вв, М.: Энергоиздат, 1982г. 236 с.
3. Мурашев В.И. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб, для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство». М. : Госстройиздат, 1962. 659 с.
4. Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями. М., Стройиздат 1975, 32 с.
5. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, М.: Стройиздат 1979, 54 с.
6. Карпенко Н.И. О современных построениях критериев прочности бетонных и железобетонных элементов. Бетон и железобетон. 1997, №3. с. 4-7
7. Карпенко Н.И. Общие методы механики железобетона. М., Стройиздат, 1996. 416 с.
8. Залесов А.С. Расчёт прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и кручении. Бетон и железобетон. 1976, №6 с. 22-24
9. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев., Будевельник, 1989. 104 с.
10. Рочняк О.А. Сопротивление поперечному изгибу железобетонных элементов с продольной и отогнутой арматурой (при наличии и отсутствии сцепления с бетоном): Автореф. На соиск. Степени канд. Тех. Наук: 05.23.01/НИИЖБ Госстроя СССР, М., 1994. 46 с.
11. Васильев П.И., Рочняк О. А. Сопротивление железобетонных элементов поперечным силам. Минск., Наука и техника. 1978. 88 с.
12. Козак Ю. Конструкции высотных зданий. М., Стройиздат 1986. 240 с.

13. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции М. : 1987. 384 с.
14. Дорфман А. Э. Левонтин Л. Н. Проектирование безбалочных безкапитальных перекрытий. М. : Стройиздат, 1975, 124 с.
15. Лебедева Н. В. Ресурсосберегающие и энергоэффективные производственные здания и комплексы (проблемы проектирования и опыт строительства). Обзорная информация. Серия промышленные и сельскохозяйственные комплексы, здания и сооружения, вып. 2. М. : ВНИИТПИ, 1998, с. 41, илл.
16. Шахнозарянц С. Х. Опыт строительства зданий методом подъема этажей и перекрытий в Армянской ССР. Бетон и железобетон, 1985, № 5, с. 6-8.
17. Саакян А. О., Саакян Р. О. Проектирование и исследование зданий, возводимых методом подъема. Бетон и железобетон, 1985, № 5, с. 8-11.
18. Дыховичный Ю. А. Применение метода подъема перекрытий и этажей в Московском строительстве. Бетон и железобетон, 1977, № 5, с.11-13.
19. Prace Naukowe Politechniki Wraclawskiej. Institut budownictwa PWZ V.42. Polska, 1985, с. 163-252.
20. Маркаров Н. А. Преднапряженные системы с натяжением арматуры в по-строчных условиях. Бетон и железобетон, октябрь 1997, № 5, с. 18.. .20.
21. Корнилов В. Г. О железобетонных перекрытиях. Жилищное строительство, 1989, № 4, с. 17-18.
22. Кимберг А. М. Эффективная конструктивная система каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях. ТбилЗНИИЭП, Тбилиси, 1988, 32 с.
23. Мордич АЛ. Отчет о научно-исследовательской работе. Эффективные конструктивные системы многоэтажных жилых домов и общественных зданий. Минск, 2002. 117с.
24. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий/ Мордич А.И., Вигдор-чик Р.И., Белевич В.Н., Залесов А.С./ Бетон и

железобетон. 1999. №1. С. 2-4.

25. Семченков А.С., Третьяков Б.И., Макаренко С.К. Расчет прочности сборных дисков перекрытий связевого каркаса. Бетон и железобетон. 1987. №10. С. 21-23.

26. Симбиркин В.Н. Расчетные модели метода конечных элементов сборно-монолитных и монолитных каркасов зданий. Современные архитектурно-конструктивные системы зданий и сооружений, новые строительные материалы и технологии: Сб. трудов. Мн. : Стринко, 2000. С. 103-108.

27. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. М.: Стройиздат, 1977. 223 с.

28. Мордич А.И. Сборно-монолитные и монолитные каркасы многоэтажных зданий с плоскими распорными перекрытиями. Монтажные и специальные работы в строительстве. 2001. - №8-9. С. 10-14.

29. Мордич А.И. Несущая способность и деформации железобетонных балок и плит при наличии продольного распора. Архитектура оболочек и прочностной расчет тонкостенных строительных и машиностроительных конструкций сложной формы: Материалы научной конференции. М. : Изд-во Российского ун-та дружбы народов, 2001. 220 с.

30. Шулер В. Конструкции высотных зданий. Переклад з англ. Стройиздат, 1979. 248 с.

31. Попов Н.Н., Чаричев М. Железобетонные и каменные конструкции. М, Высш шк., 1996. 255 с.

32. ДБН В.1. 2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів Навантаження і впливи/Мінбуд України, 2006.

33. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры, (к СНиП 2.03.01-84). М. ЦИТП. 1989. 192 с.

34. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Structure вер.7.29 и 7.31 для пользователя. Киев,

2003г.

35. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Реализация СНиП в проектирующих программах. М.:Издательство АСВ, 2004. 288 с.

36. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование зданий из монолитного железобетона. Киев: издательство "Факт", 2004. 106 с.

37. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. -М.: Госстрой СССР 1985. - 80с.

38. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. (К СНиП 2.02.01-83)/НИИОСП им. Герсеванова. М. Стройиздат, 1986, 415с.

39. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. ДБН В.В.1.1.-5-2000./Киев.2000г.

40. World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations, and Recommendations. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 403. May 2002, New York.

41. Roytman V.M., Pasman H.J., and Lukashevich I.E. The Concept of Evaluation of Building Resistance against combined hazardous Effects "Impact-Explosion-Fire" after Aircraft Crash. -Fire and Explosion Hazards. Proceedings of the Fourth International Seminal, 2003, Londonderry, N1, UK, pp/283-293.

42. Ройтман В.М. Инженерные аспекты событий 11 сентября 2001 года в Нью-Йорке при атаке террористами башен Всемирного торгового центра // Елобальная безопасность. Сентябрь 2006 года. С. 30-35.

43. Ройтман В.М. Стойкость высотных зданий против прогрессирующего разрушения - базовый блок системы противопожарной защиты этих объектов. — 4-я международная научно-практическая конференция «Современные системы и средства комплексной безопасности и противопожарной защиты объектов строительства. Стройбезопасность 2006 : Сб. материалов. 2006.

44. Vladimir M. Roytman, Igor Lukashevich Engineering Method for

Prompt Assesment of Structural Resistance against Combined Hazard Effects. - Resilience of Cities to Terrorist and other Threats: Learning from 9/11 and further Research Issues. Moscow, Russia, 16 July-18 July 2007. Published by Springer, 2008, P. 239-256.

45. Ройтман В.М. Оценка стойкости зданий при прогрессирующем разрушении при комбинированных особых воздействиях с участием пожара. - Жилищное строительство, № 8, 2008. С. 20-22.

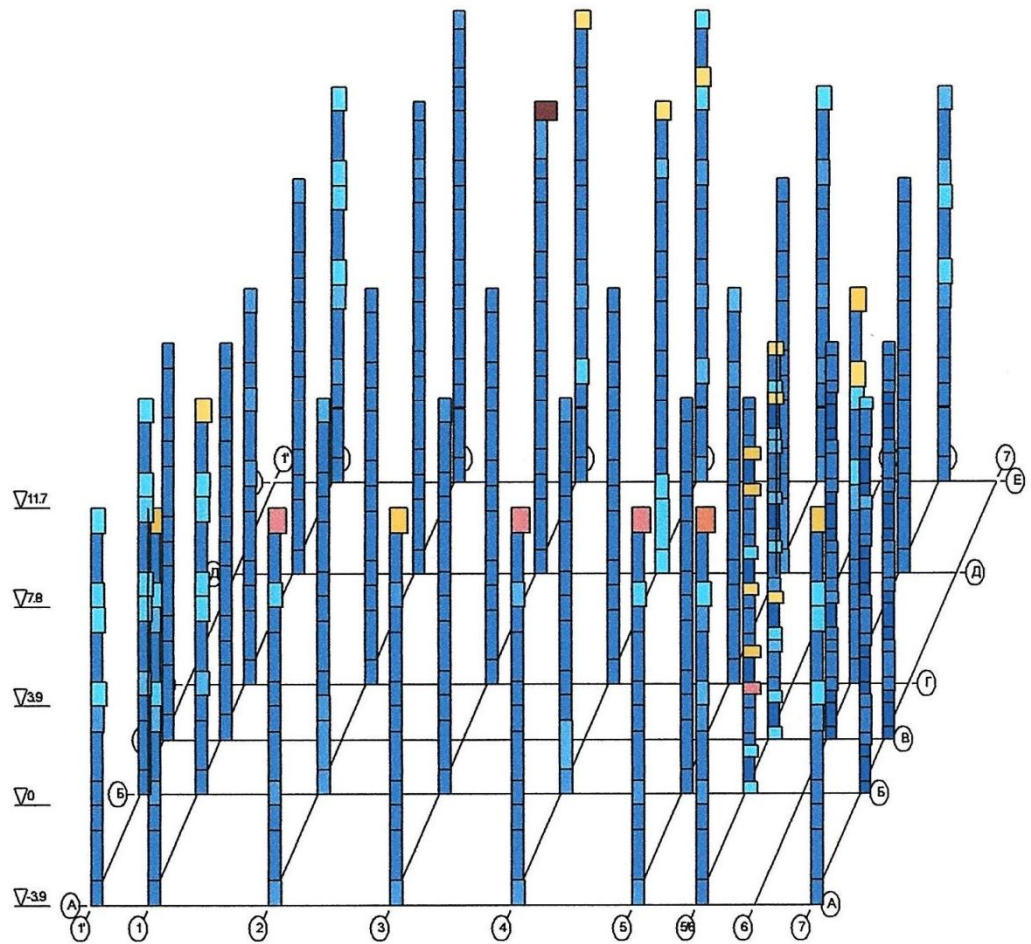
46. Интернет- ресурс URL : [http://fordewind.org/publications/samohvalovastyk\\_kolonny.pdf](http://fordewind.org/publications/samohvalovastyk_kolonny.pdf) (дата звернения: 17.11.2019).

47. Интернет- ресурс URL : <http://www.pamag.ru/prensa/sbor-ielezobeton> (дата звернения: 17.11.2019).

48. Интернет- ресурс URL : <http://www.pamag.ru/prensa/riska-obrush> (дата звернения: 17.11.2019).

## Додаток А – Розрахункові графіки

Додаток: Результати розрахунку



0.77	1.19
1.19	1.61
1.61	2.04
2.04	2.46
2.46	2.89
2.89	3.31
3.31	3.74

3.74	4.16
4.16	4.58
4.58	5.01
5.01	5.43
5.43	5.86
5.86	6.28
6.28	6.7

Рис. 1 Необхідні площі поздовжньої симетричної арматури у колонах,  
AS1, см<sup>2</sup>

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

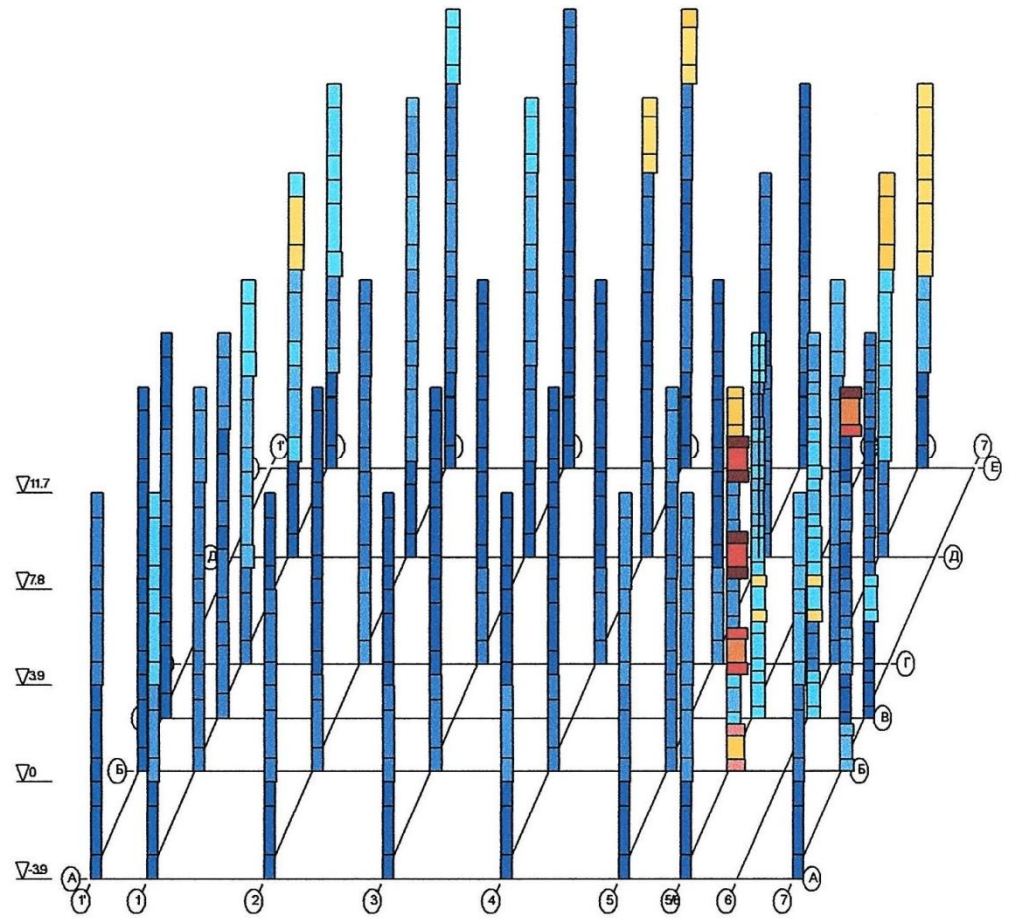


Рис. 2 Необхідні площі поздовжньої симетричної арматури у колонах,  
 $AS3$ ,  $cm^2$



Додаток: Результати розрахунку (продовження)

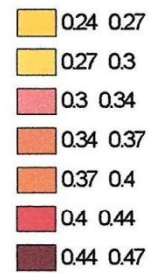
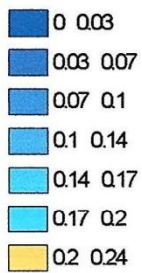
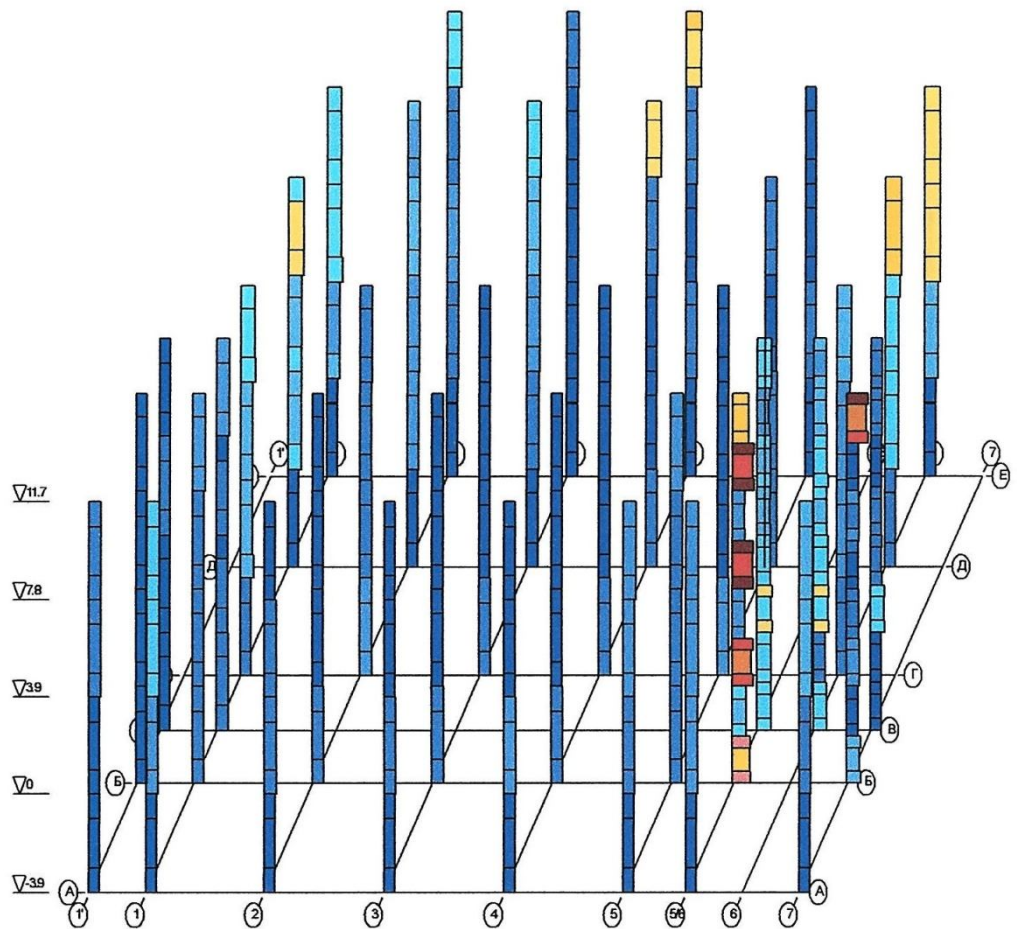


Рис. 3 Необхідні площі поздовжньої арматури у колонах перетином,

ASW1,

з кроком 100мм,  $\text{см}^2$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

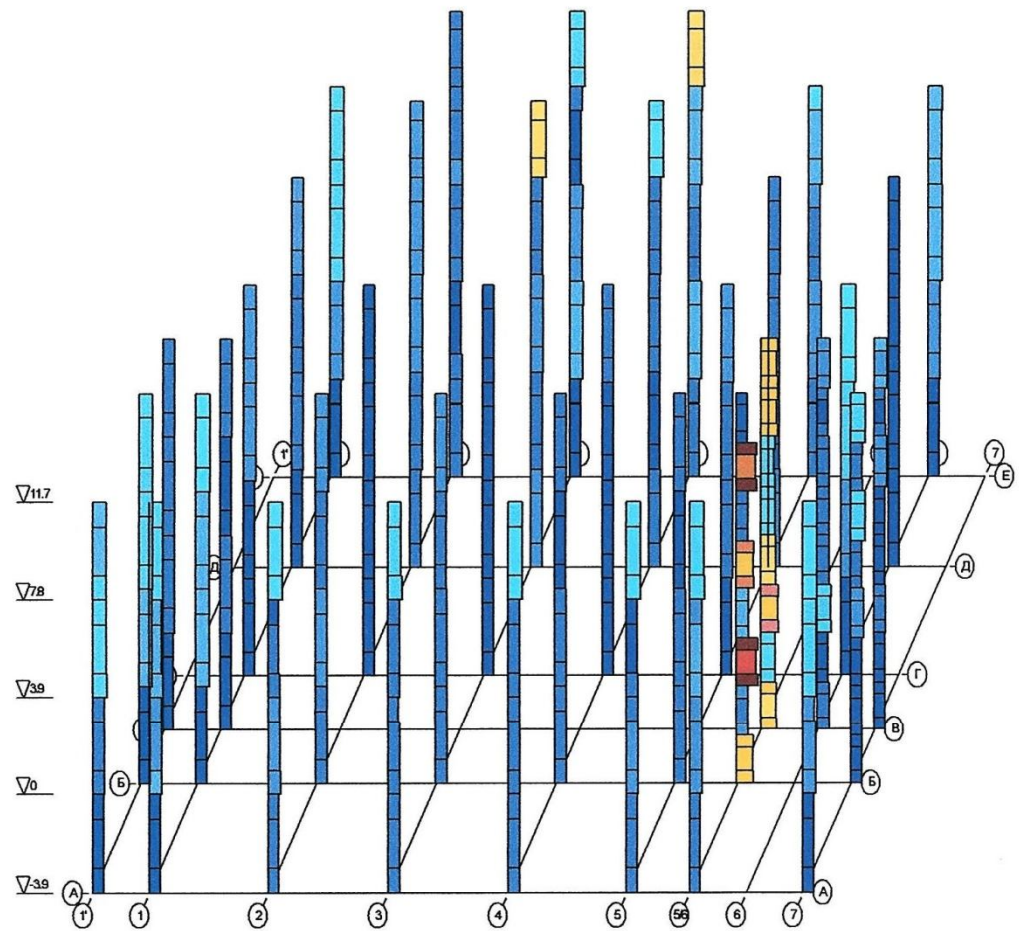


Рис. 4 Необхідні площі поздовжньої арматури у колонах перетином,  
ASW2,  
з кроком 100мм, см<sup>2</sup>

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

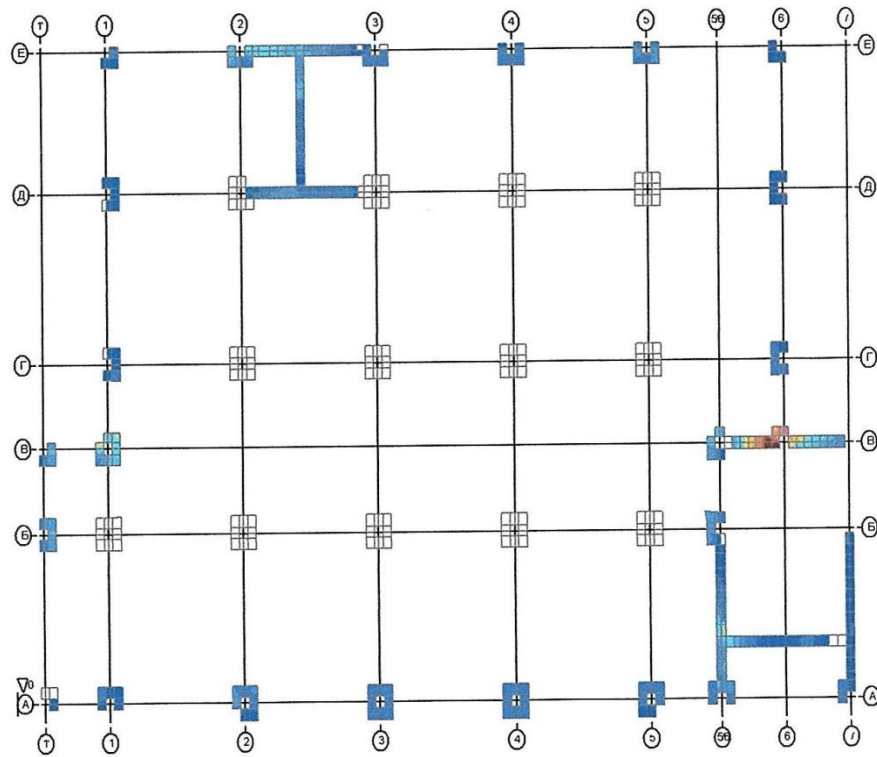


Рис. 5 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у капітелях і ригелях  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

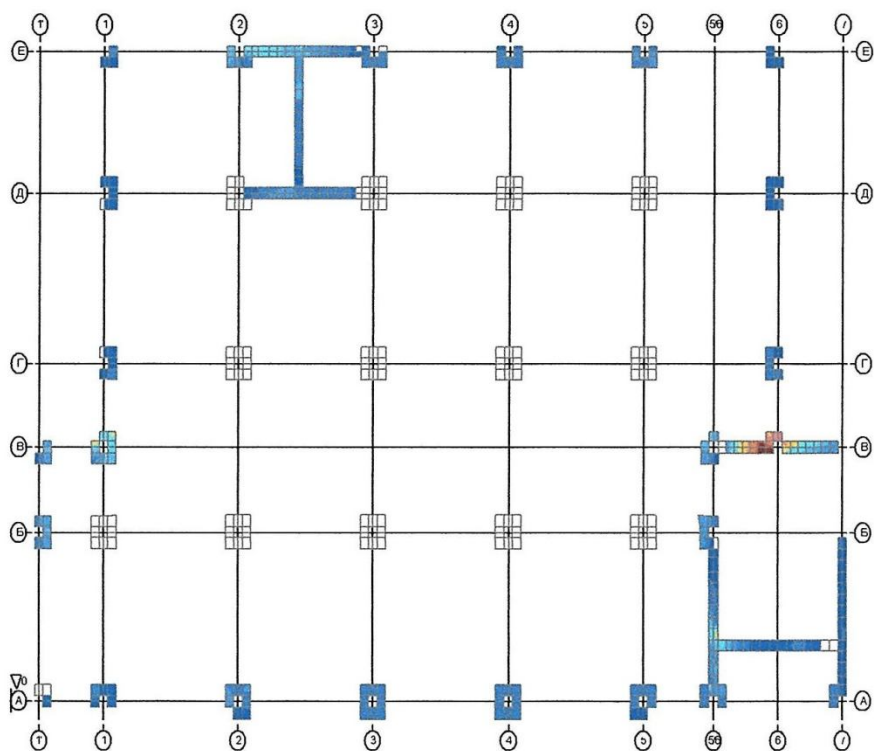
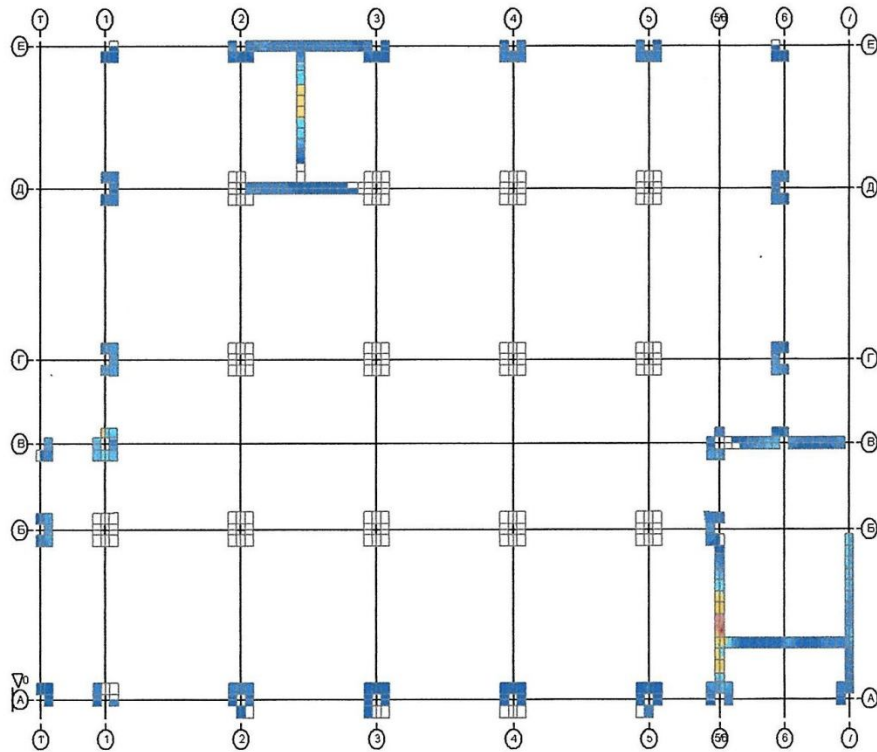


Рис. 6 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у капітелях і ригелях  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)



0.000000	1.32
1.32	2.64
2.64	3.95
3.95	5.27
5.27	6.59
6.59	7.91
7.91	9.23

9.23	10.54
10.54	11.86
11.86	13.18
13.18	14.5
14.5	15.82
15.82	17.13
17.13	18.45

Рис. 7 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у капітелях і ригелях  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$  ASW1

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

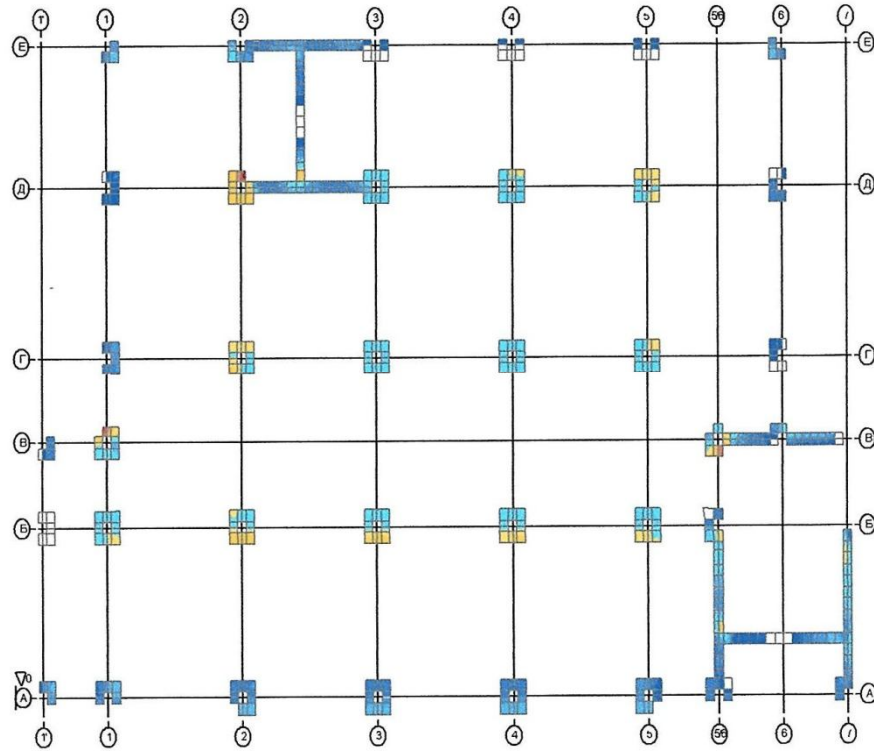


Рис. 8 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у капітелях і ригелях  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

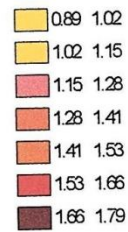
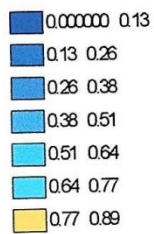
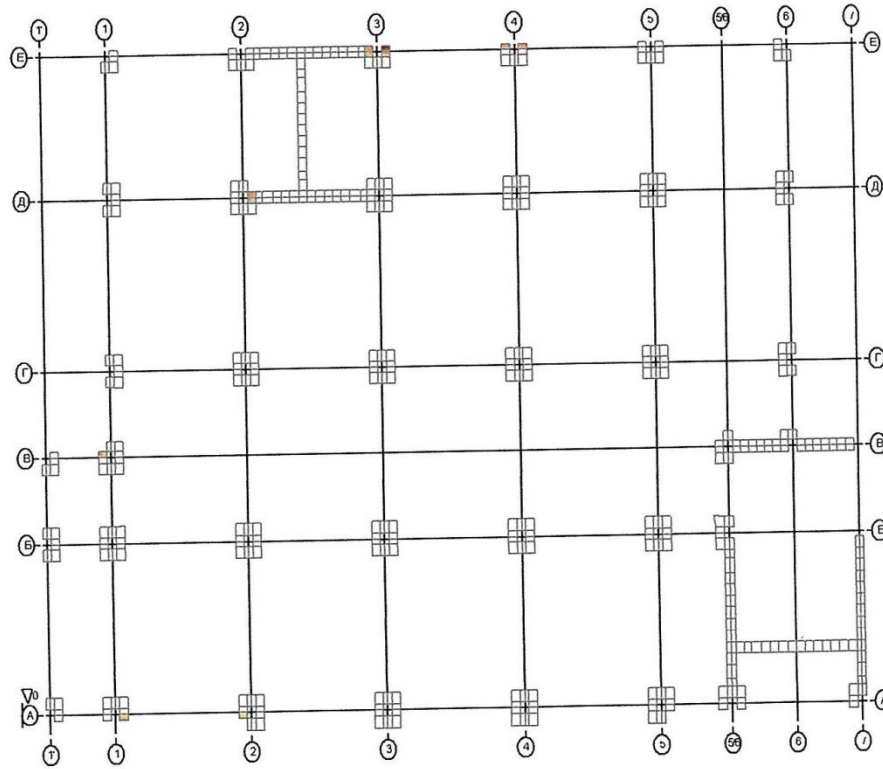


Рис. 9 Поперечна арматура у напрямку вісі X (ASW1) у капітелях і ригелях  
на відм. 0.000, см<sup>2</sup>/пм

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

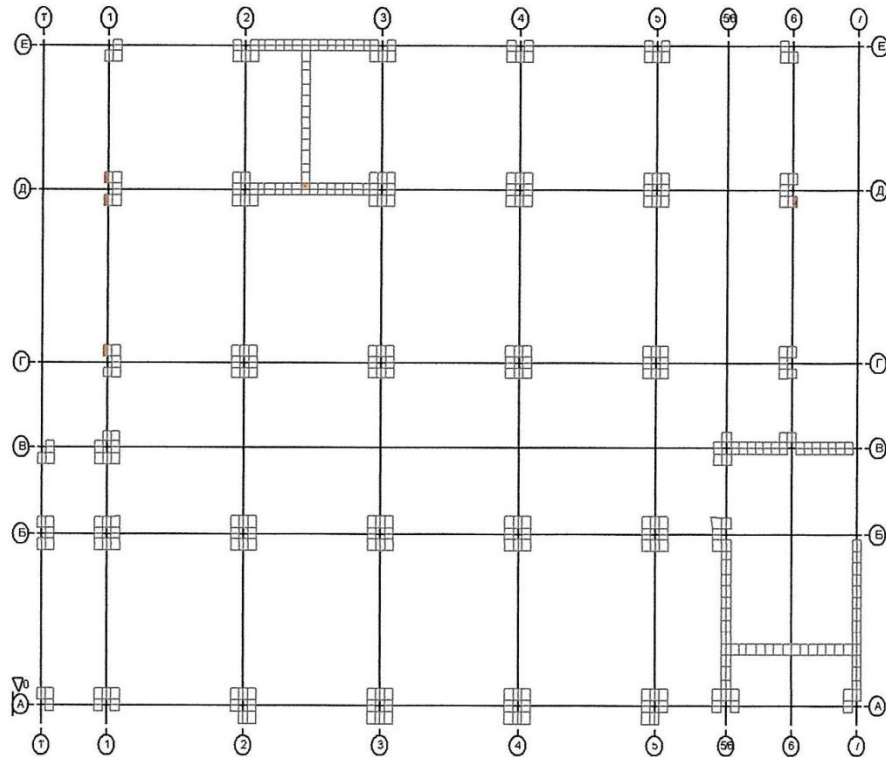


Рис. 10 Поперечна арматура у напрямку вісі Y (ASW2) у капітелях і ригелях

на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$



Додаток: Результати розрахунку (продовження)

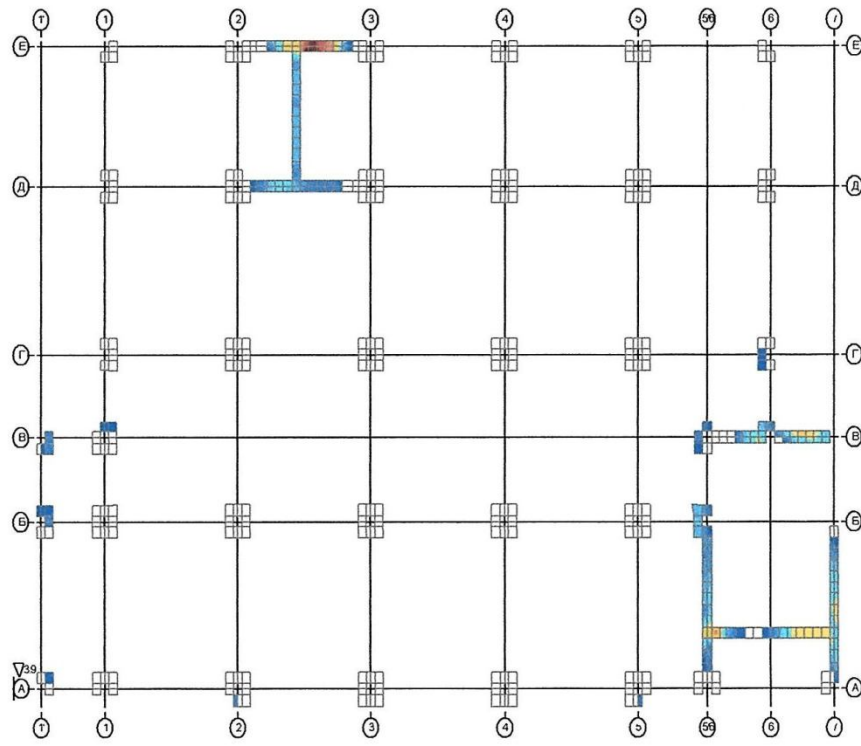


Рис. 11 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у капітелях і ригелях  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

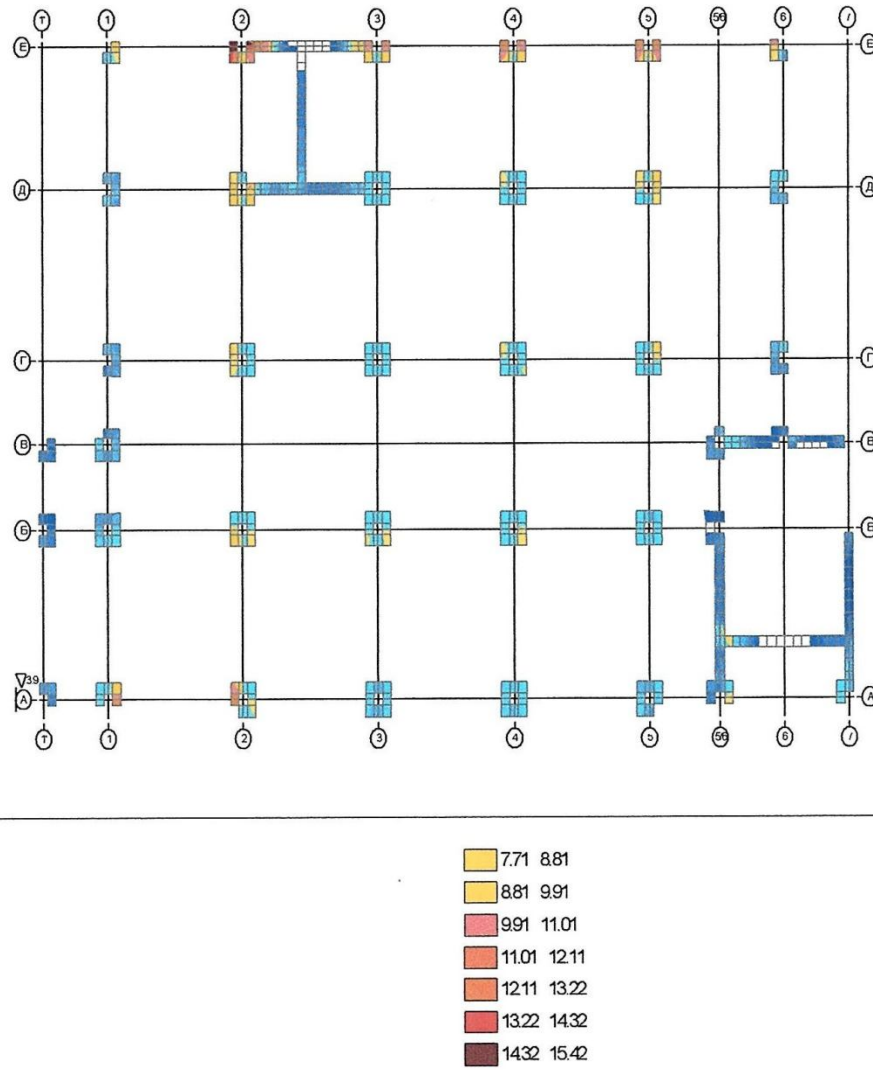
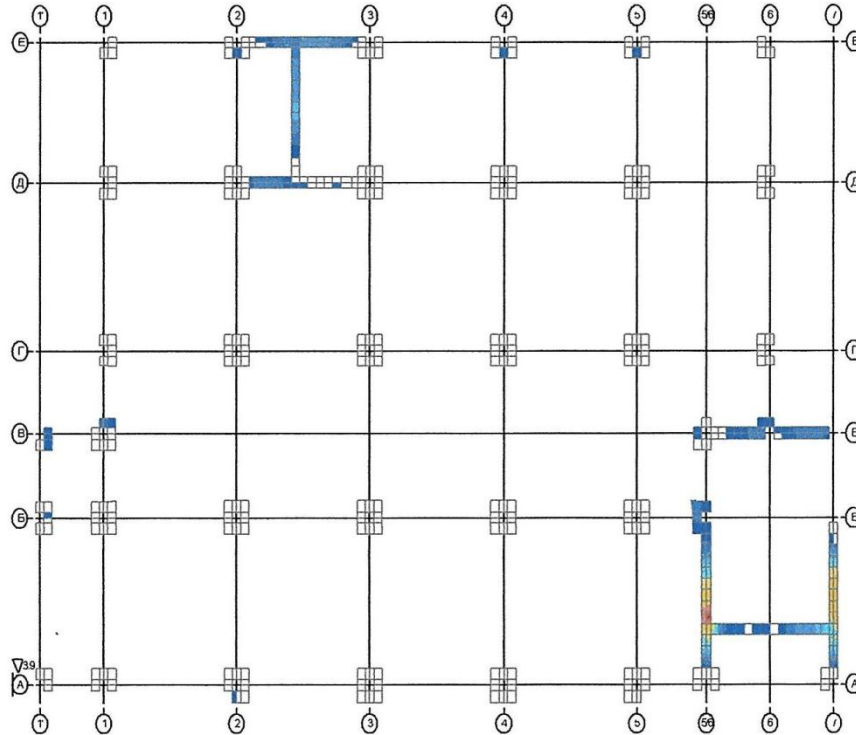


Рис. 12 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у капітелях і ригелях  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)



0.000000	1.56
1.56	3.11
3.11	4.67
4.67	6.22
6.22	7.78
7.78	9.33
9.33	10.89

10.89	12.44
12.44	14.0
14.0	15.55
15.55	17.11
17.11	18.66
18.66	20.22
20.22	21.77

Рис. 13 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у капітелях і ригелях  
на відм. 3.900,  $\text{cm}^2/\text{m}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

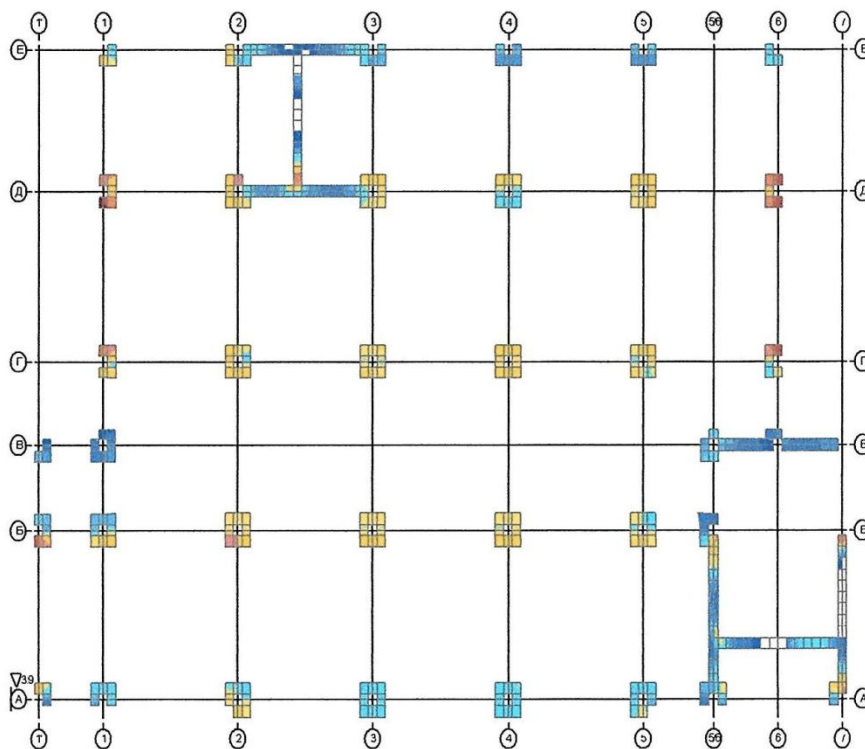


Рис. 14 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у капітелях і ригелях  
на відм. 3.900, см<sup>2</sup>/мм

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

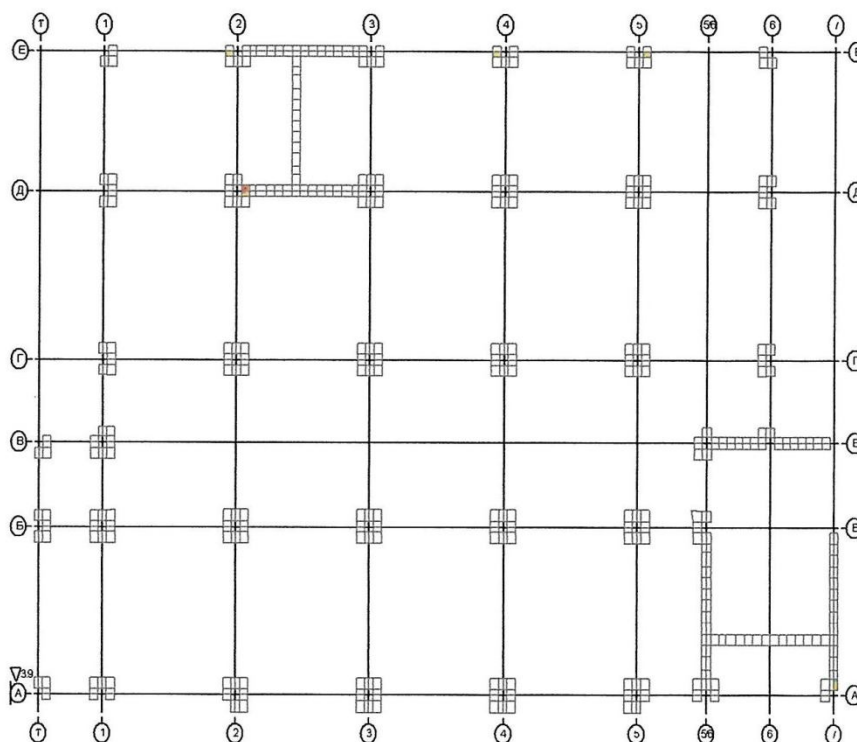


Рис. 15 Поперечна арматура у напрямку вісі X (ASW1) у капітелях і ригелях  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

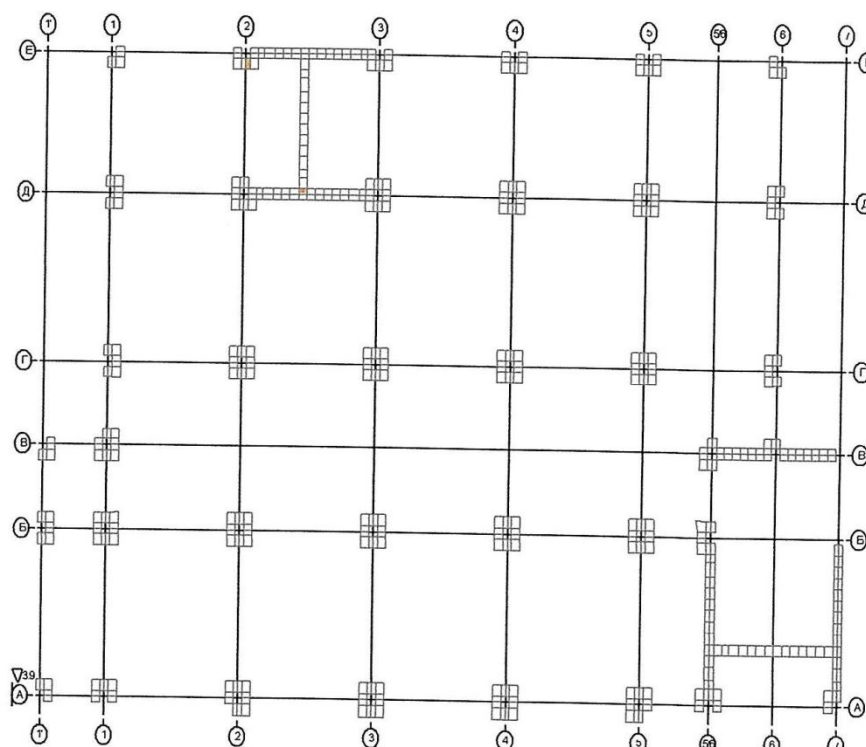
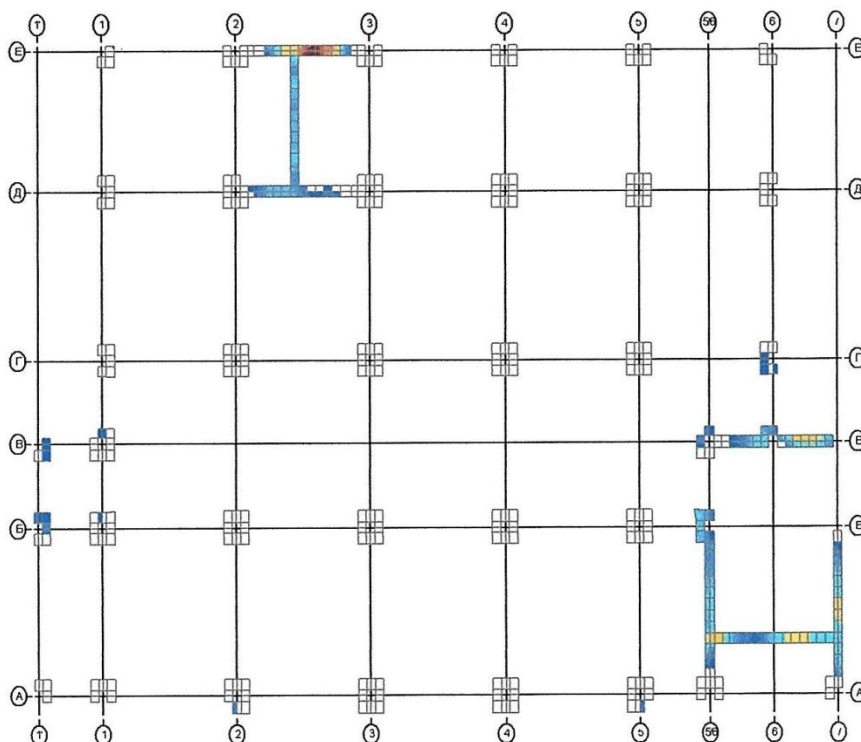


Рис. 16 Поперечна арматура у напрямку вісі Y (ASW2) у капітелях і ригелях  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

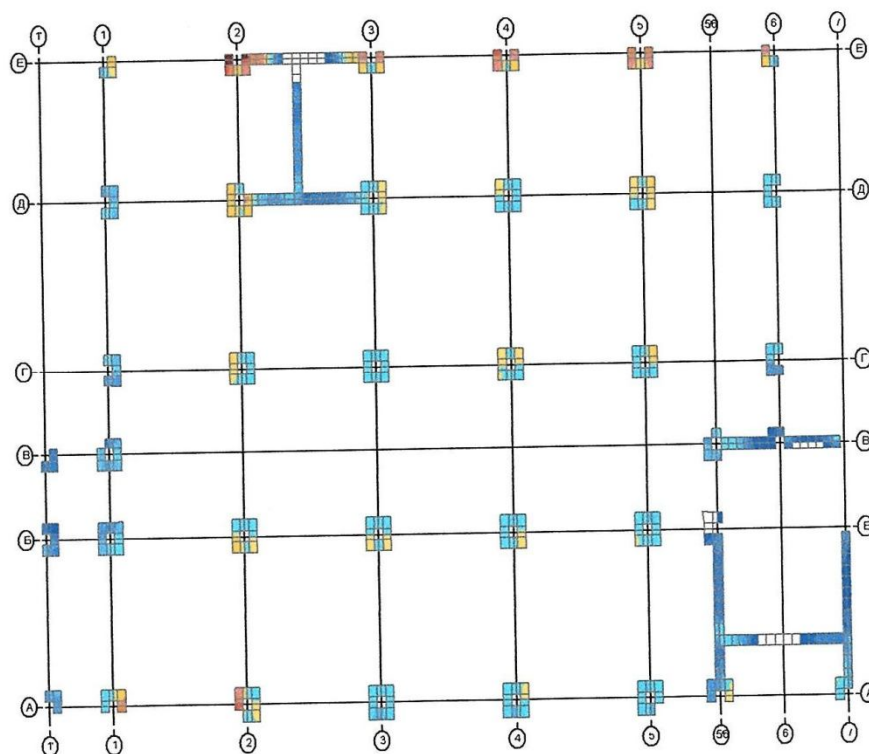


0.000000	0.74
0.74	1.48
1.48	2.21
2.21	2.95
2.95	3.69
3.69	4.43
4.43	5.17

5.17	5.91
5.91	6.64
6.64	7.38
7.38	8.12
8.12	8.86
8.86	9.6
9.6	10.33

Рис. 17 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у капітелях і ригелях  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)



0.000000	1.08
1.08	2.15
2.15	3.23
3.23	4.3
4.3	5.38
5.38	6.45
6.45	7.53

7.53	8.6
8.6	9.68
9.68	10.75
10.75	11.83
11.83	12.9
12.9	13.98
13.98	15.05

Рис. 18 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у капітелях і ригелях  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{м}$



Додаток: Результати розрахунку (продовження)

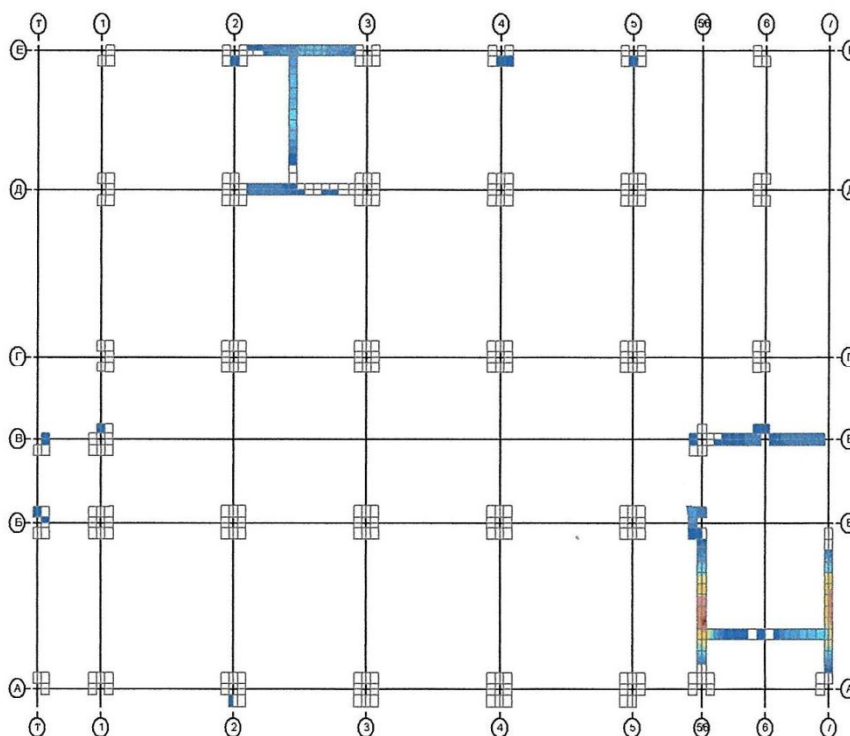


Рис. 19 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у капітелях і ригелях  
на відм. 7.800, см<sup>2</sup>/пм

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

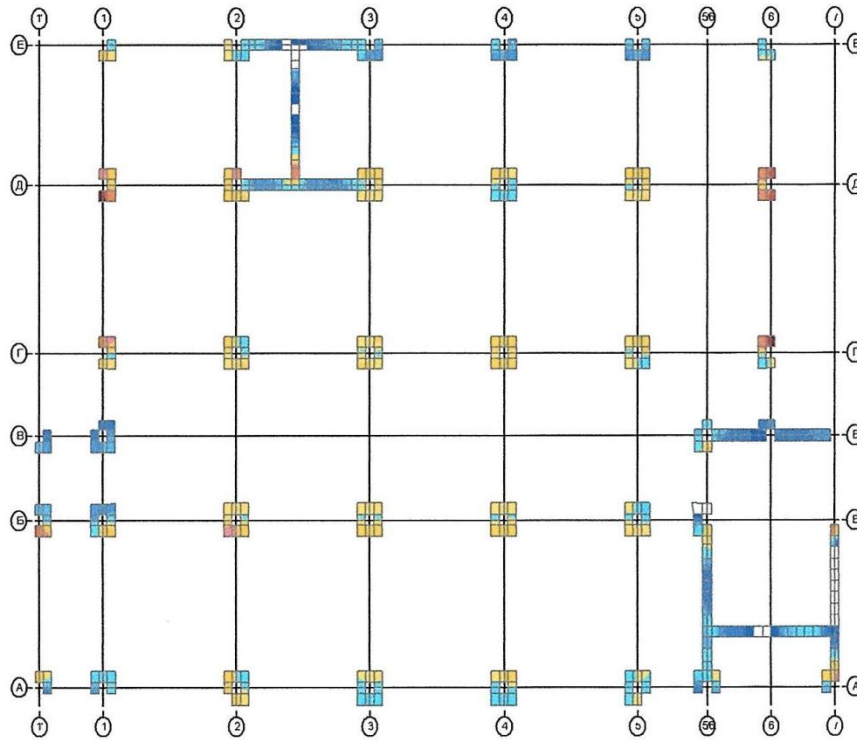


Рис. 20 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у капітелях і ригелях  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

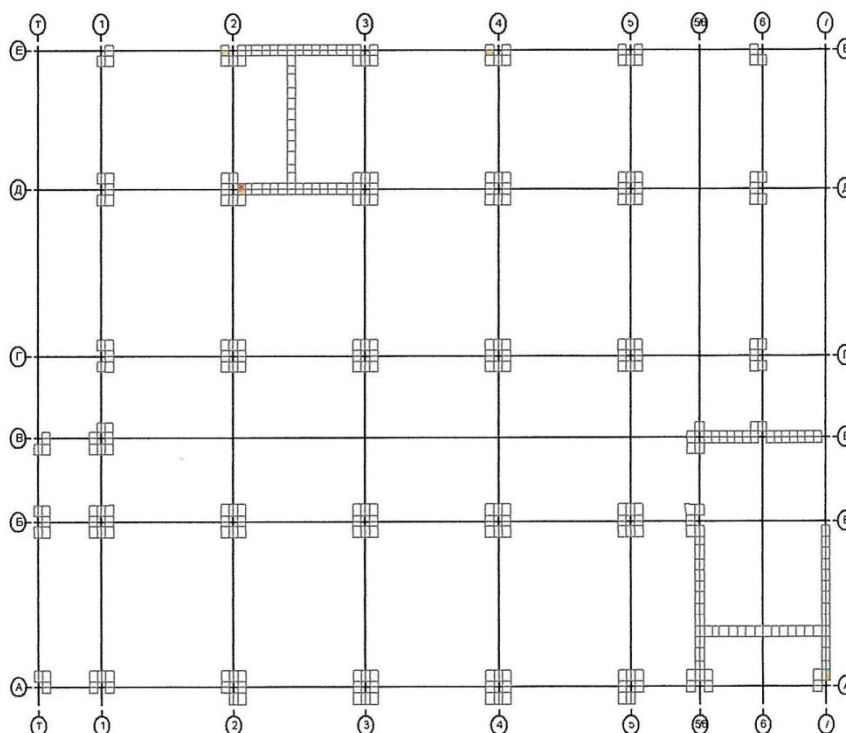


Рис. 21 Поперечна арматура у напрямку вісі X (ASW1) у капітелях і ригелях  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

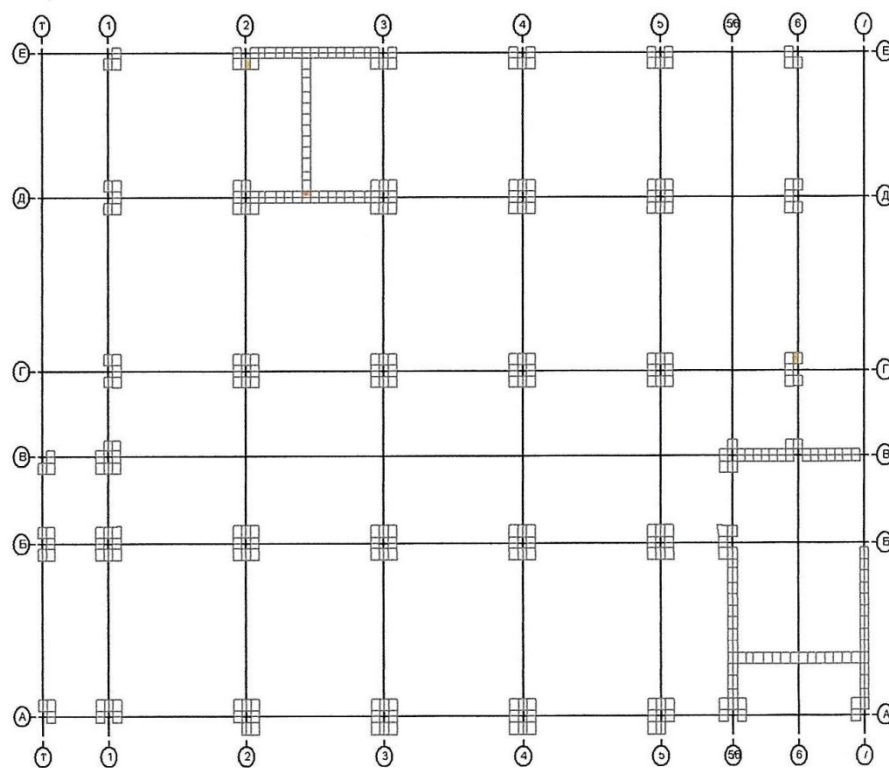


Рис. 22 Поперечна арматура у напрямку вісі Y (ASW2) у капітелях і ригелях  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

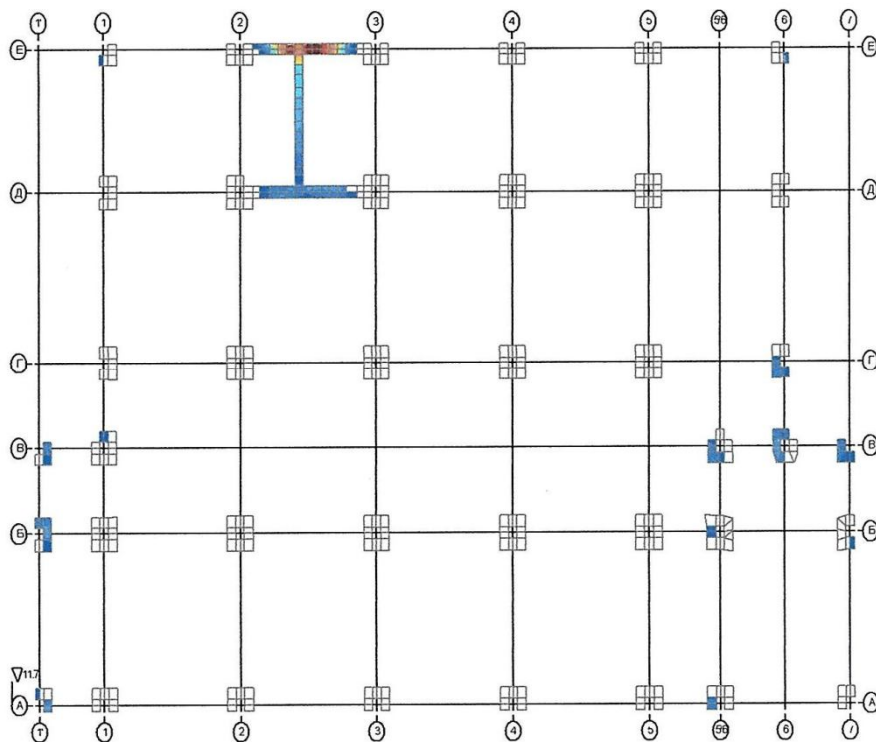


Рис. 23 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у капітелях і ригелях  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

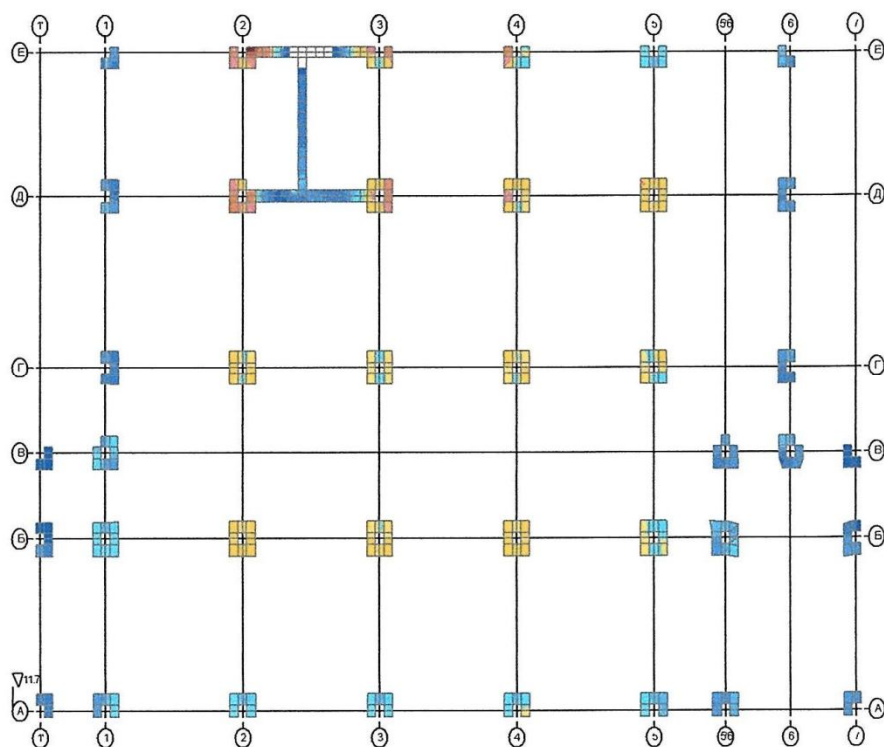


Рис. 24 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у капітелях і ригелях  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

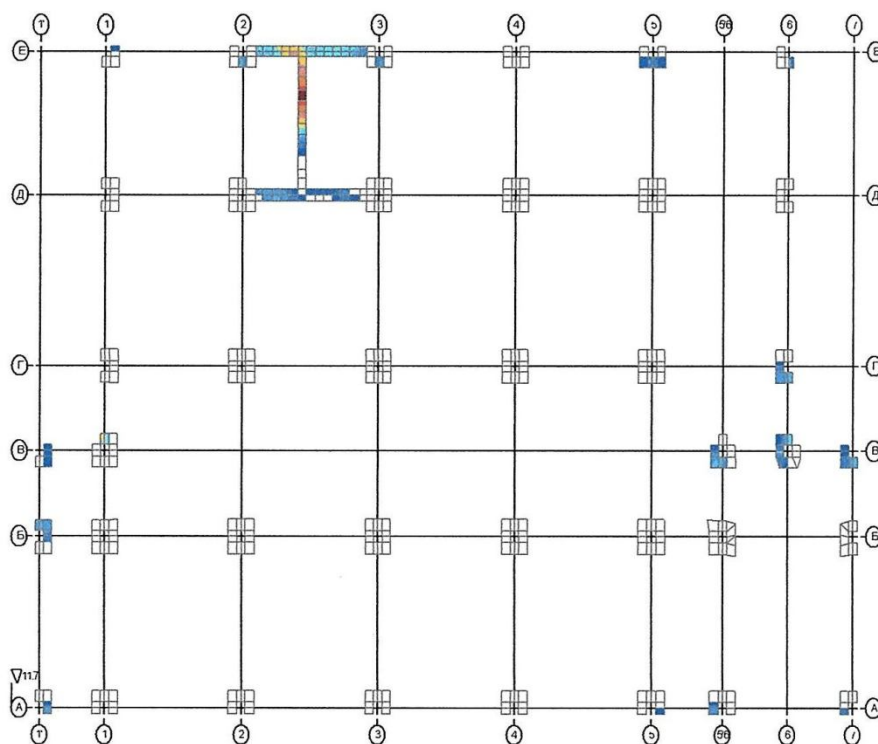


Рис. 25 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у капітелях і ригелях  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

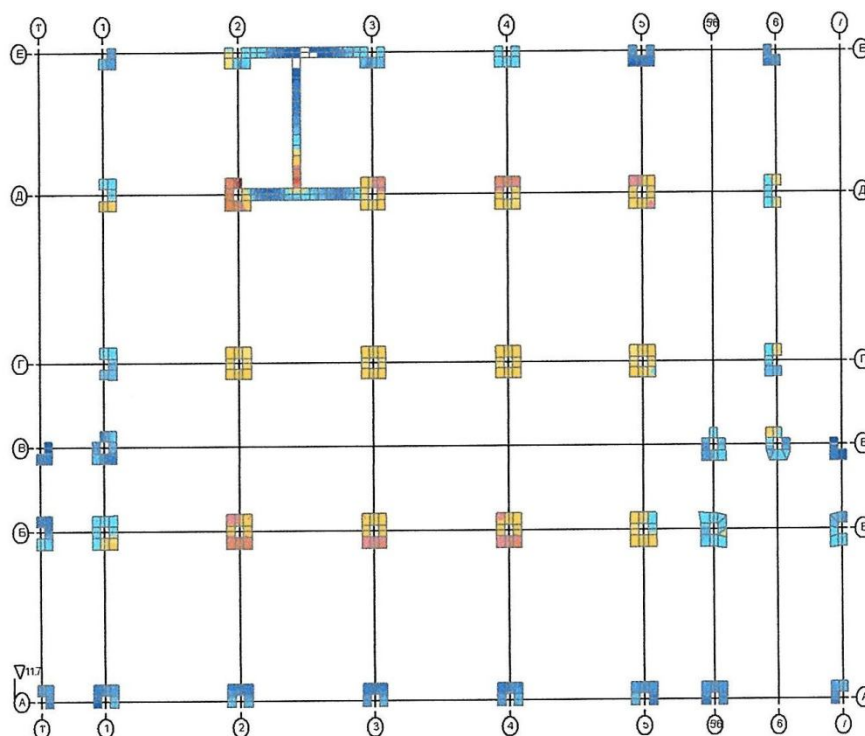


Рис. 26 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у капітелях і ригелях  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$



Додаток: Результати розрахунку (продовження)

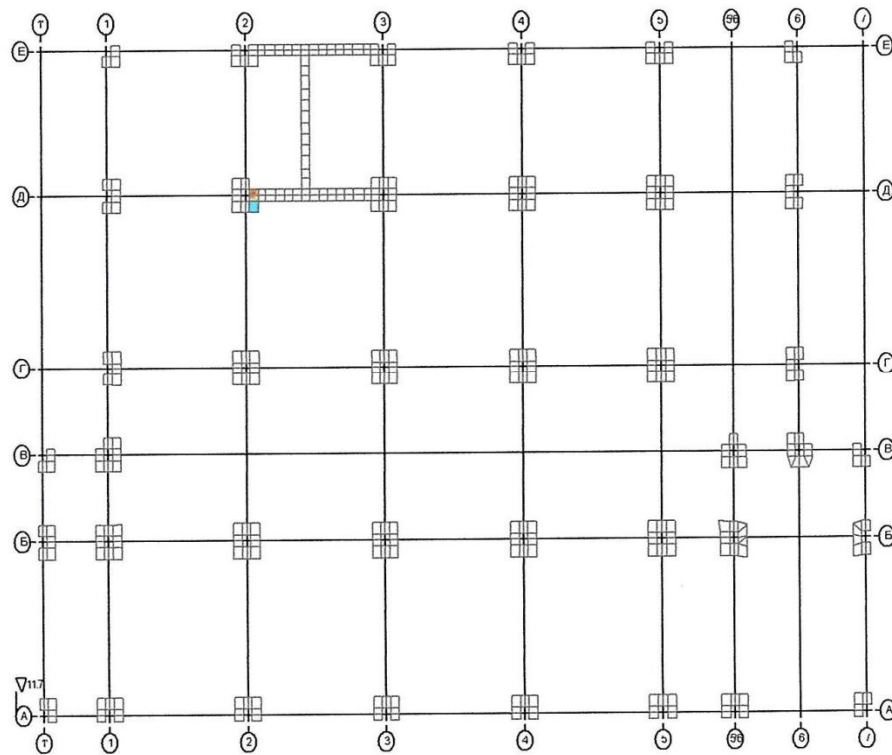


Рис. 27 Поперечна арматура у напрямку вісі X (ASW1) у капітелях і ригелях  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

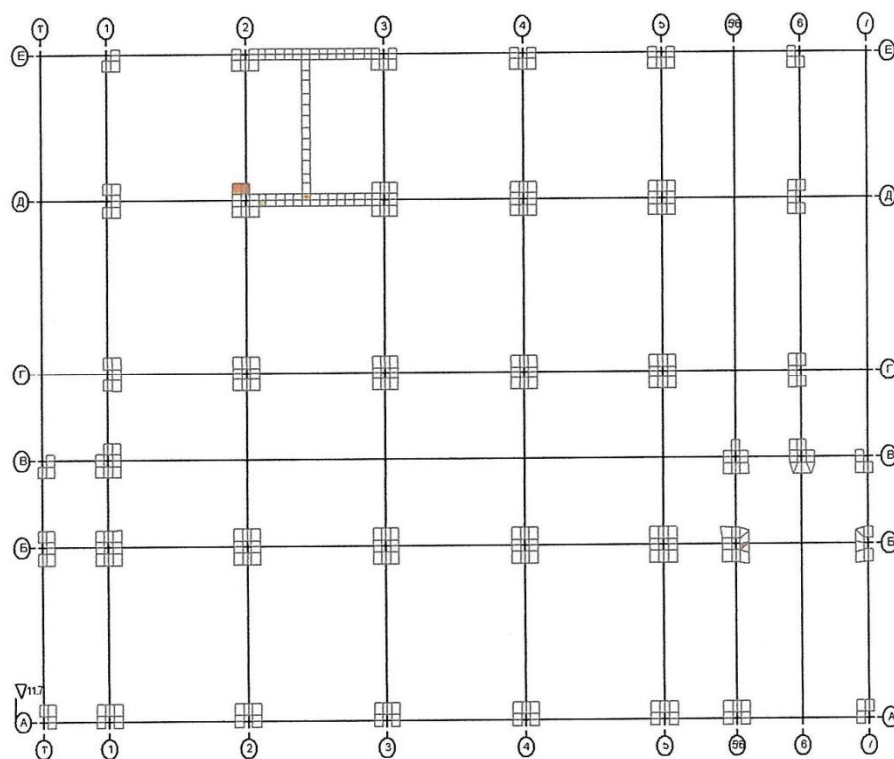


Рис. 28 Поперечна арматура у напрямку вісі Y (ASW2) у капітелях і ригелях  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

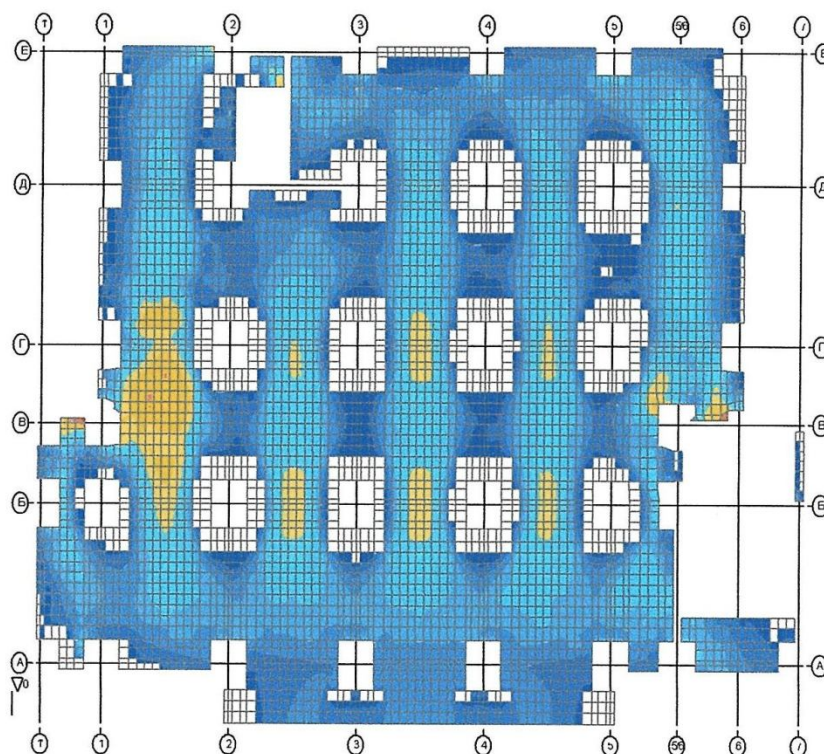


Рис. 29 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у плитах  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

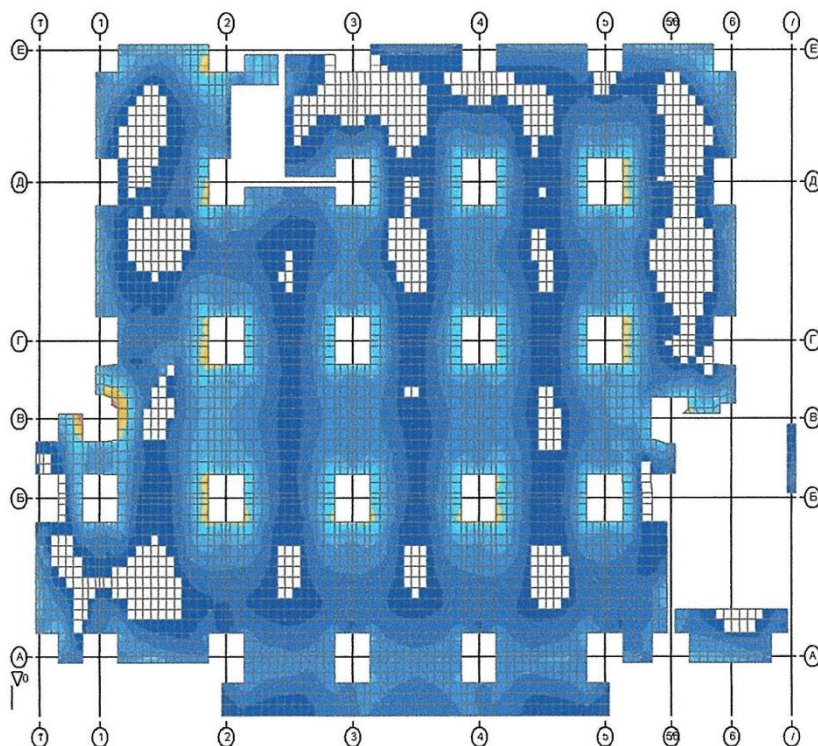


Рис. 30 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у плитах  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

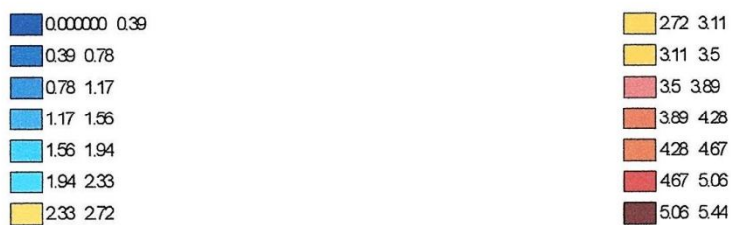
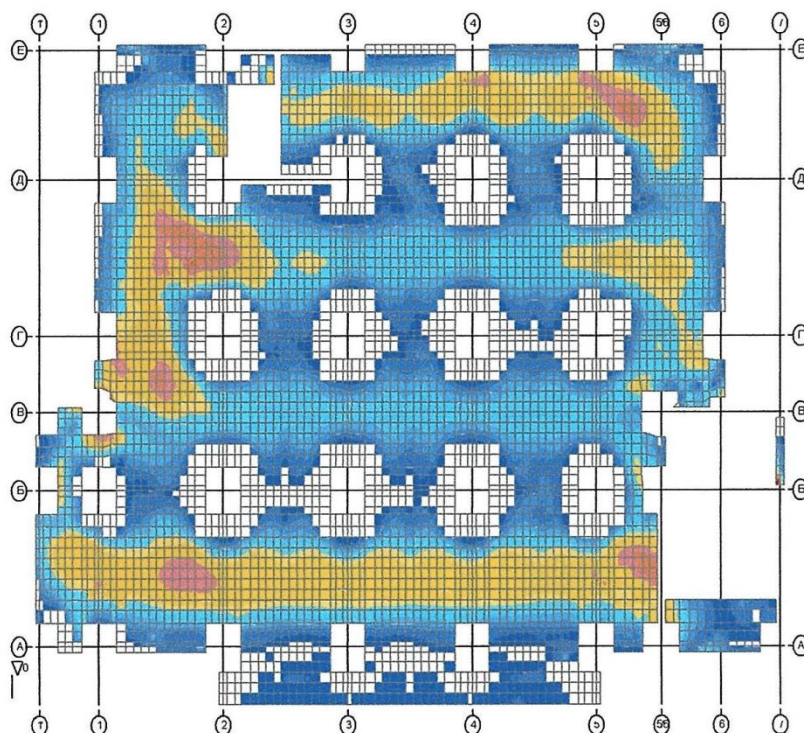


Рис. 31 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у плитах  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

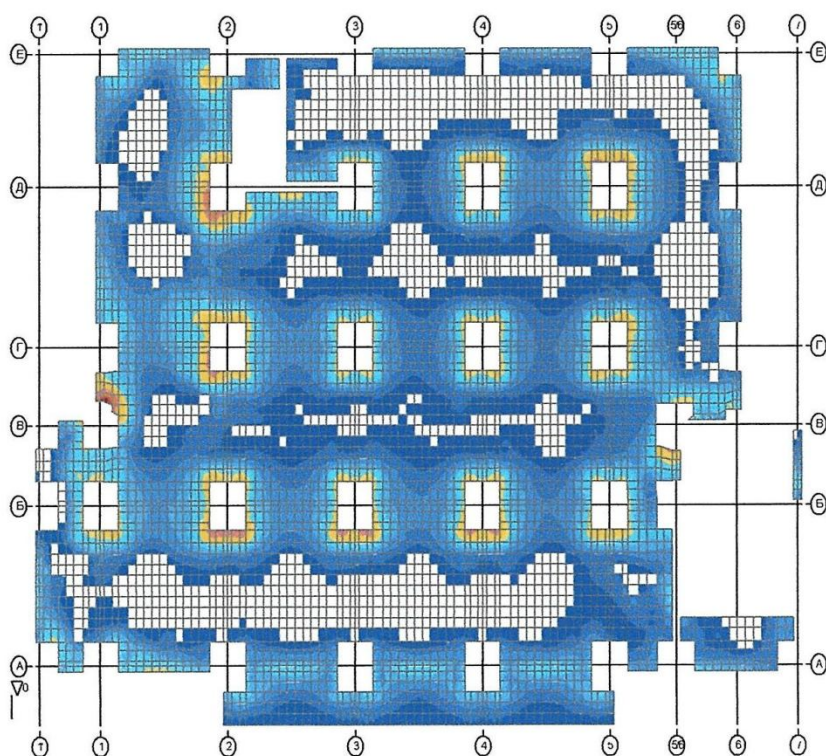


Рис. 32 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у плитах  
на відм. 0.000,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

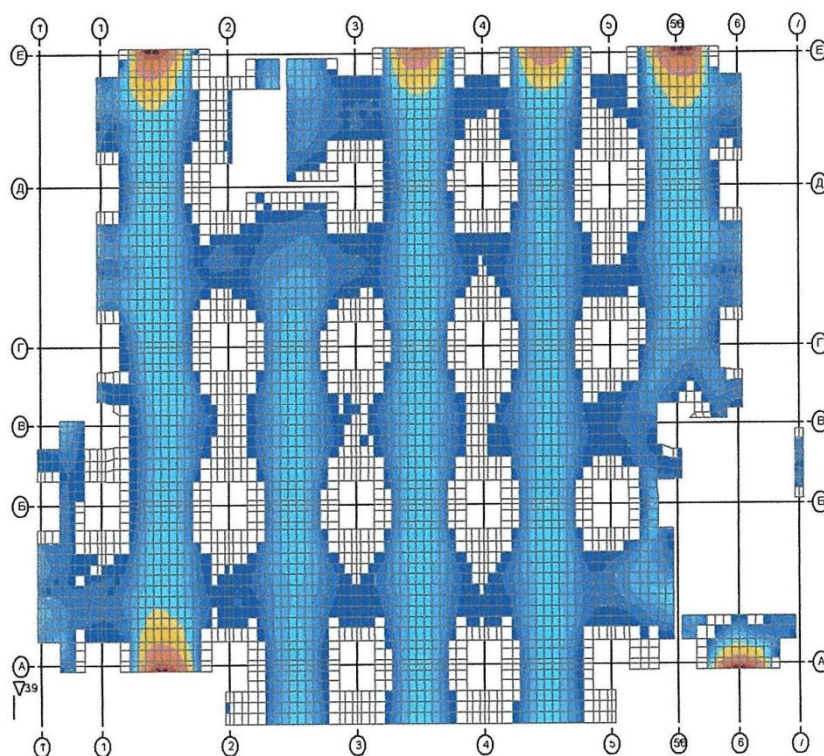


Рис. 33 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у плитах  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

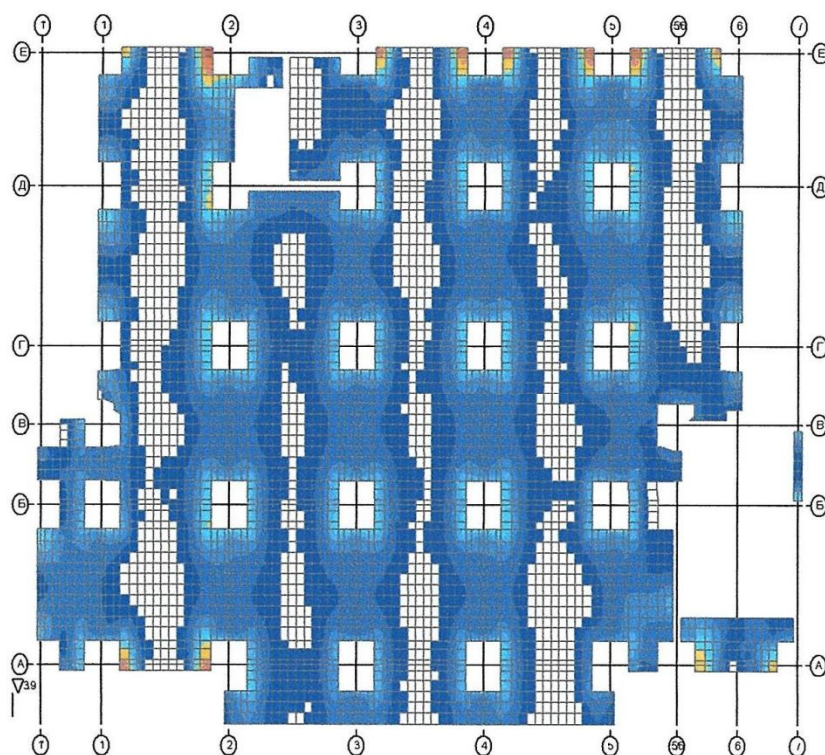


Рис. 34 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у плитах  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{пм}$



Додаток: Результати розрахунку (продовження)

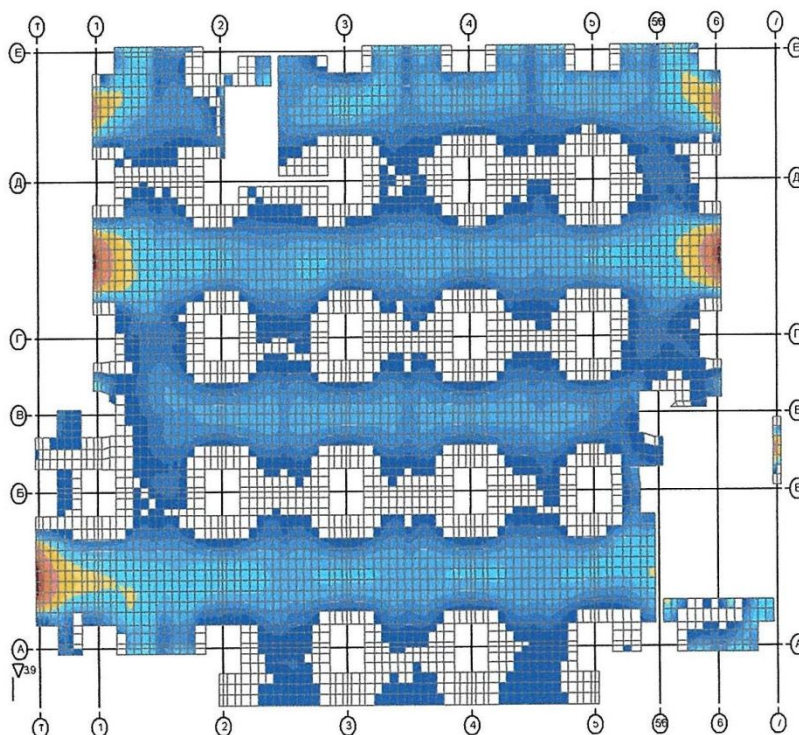


Рис. 35 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у плитах  
на відм. 3.900, см<sup>2</sup>/пм

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

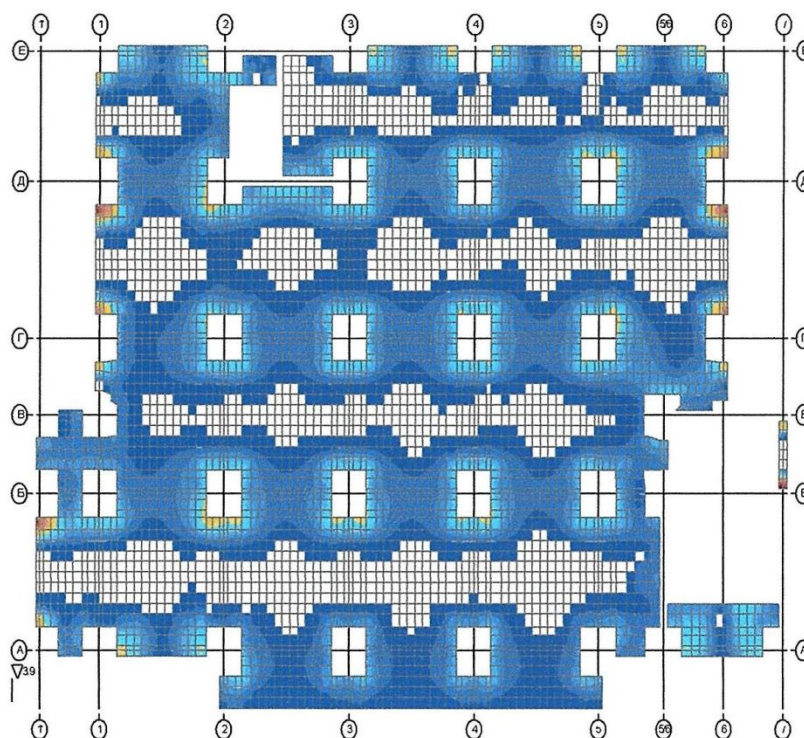


Рис. 36 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у плитах  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

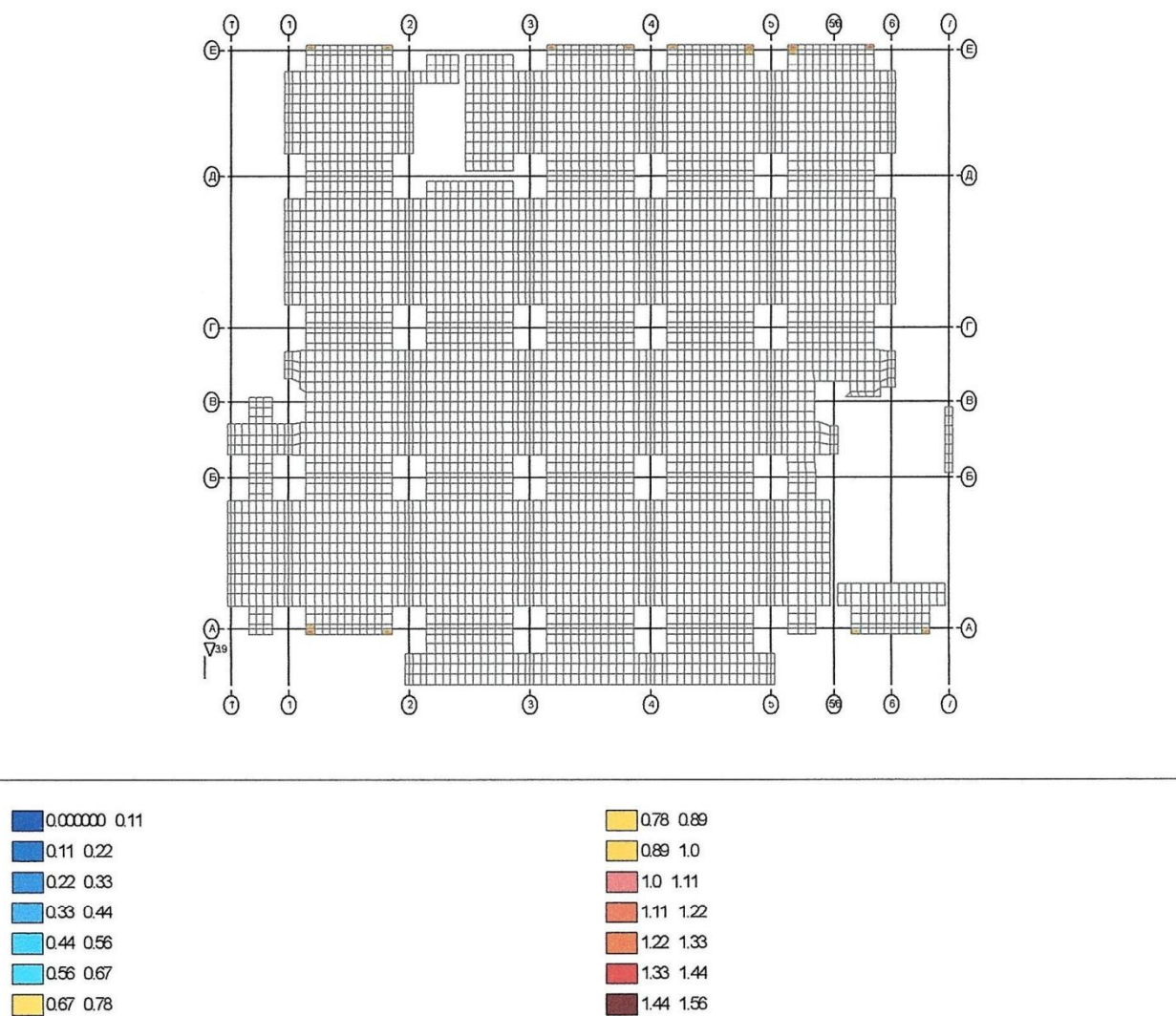


Рис. 37 Поперечна арматура у напрямку вісі X (ASW1) у плитах  
на відм. 3.900,  $\text{cm}^2/\text{m}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

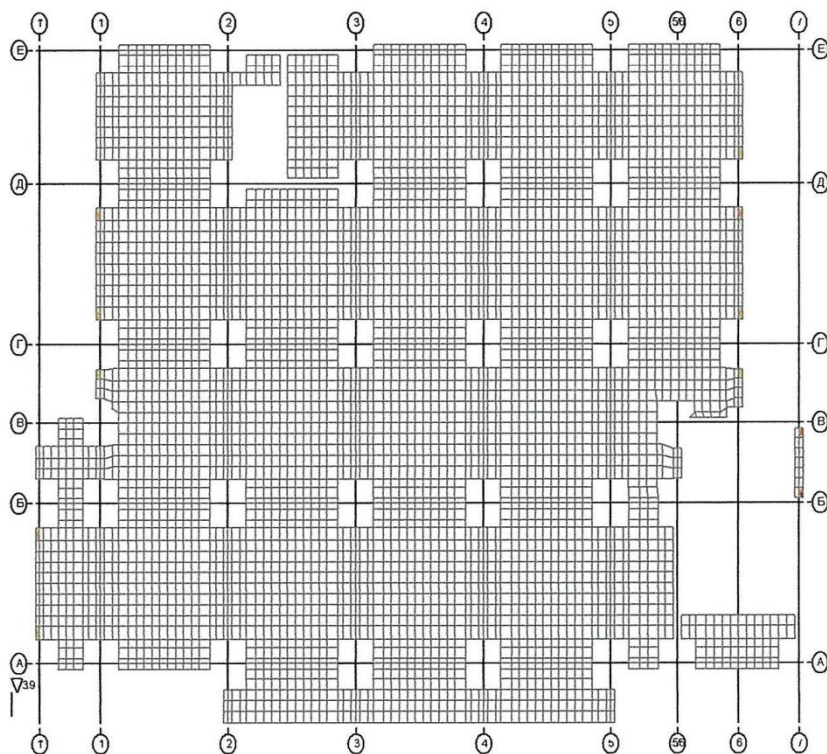


Рис. 38 Поперечна арматура у напрямку вісі Y (ASW2) у плитах  
на відм. 3.900,  $\text{см}^2/\text{мм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

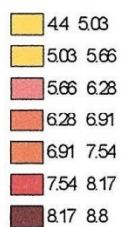
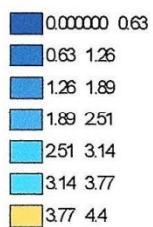
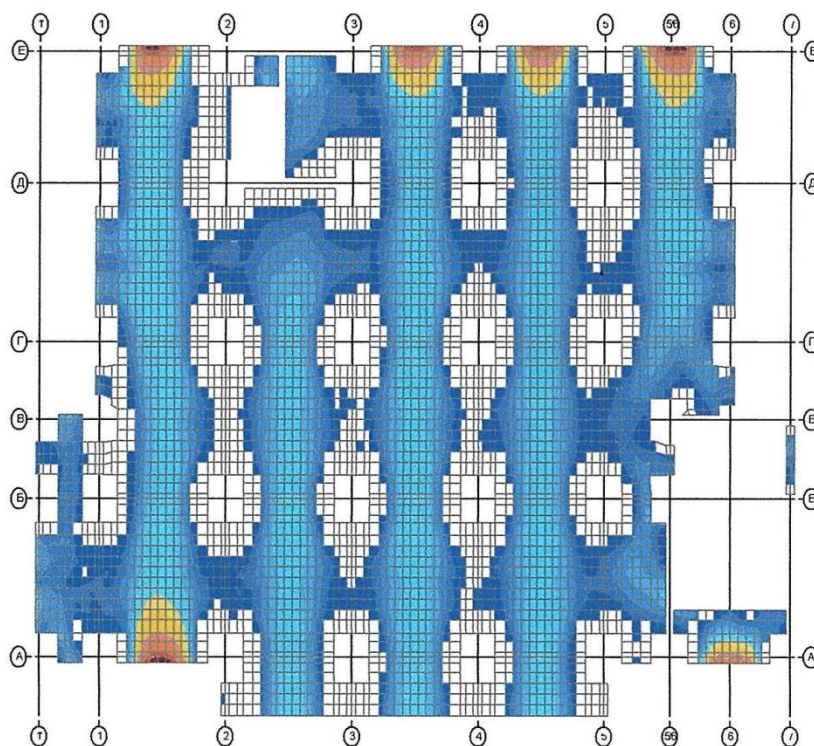


Рис. 39 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у плитах  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

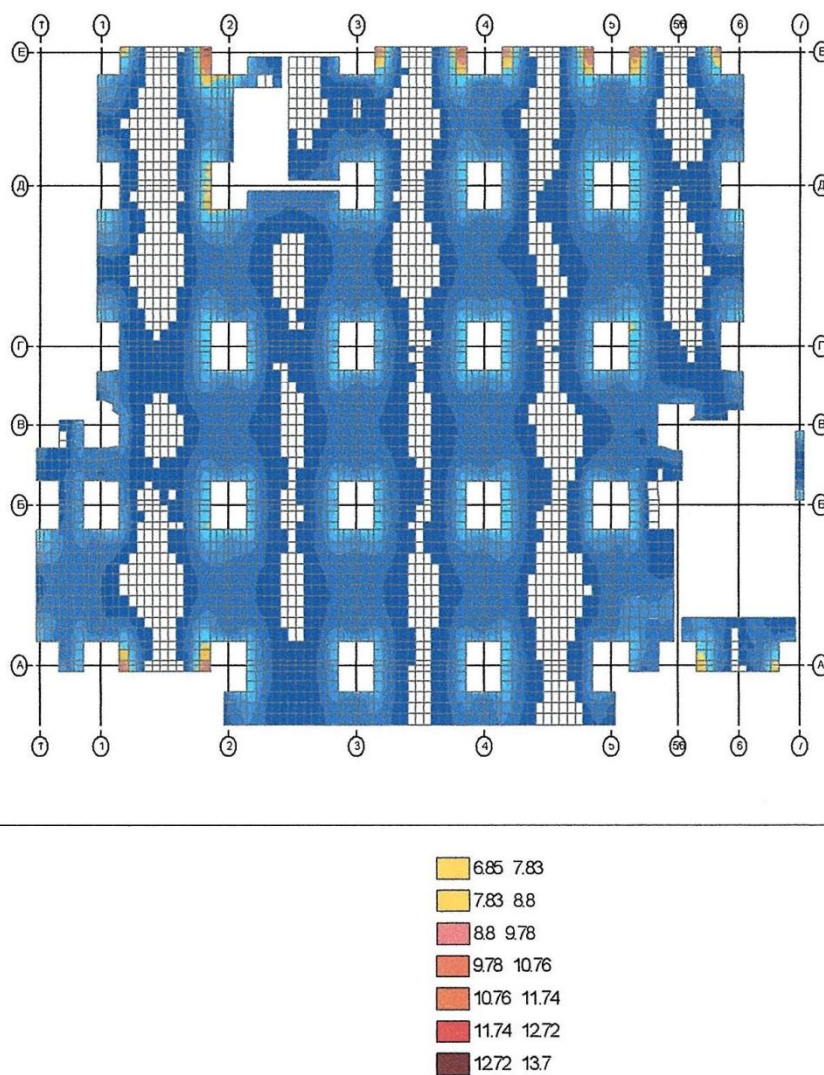


Рис. 40 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у плитах  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

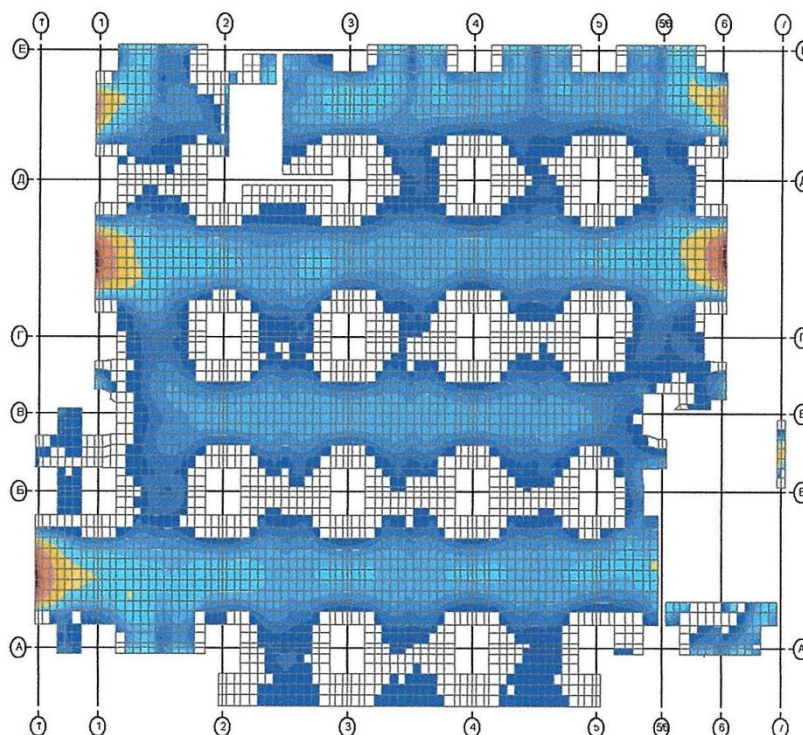


Рис. 41 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у плитах  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{лм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

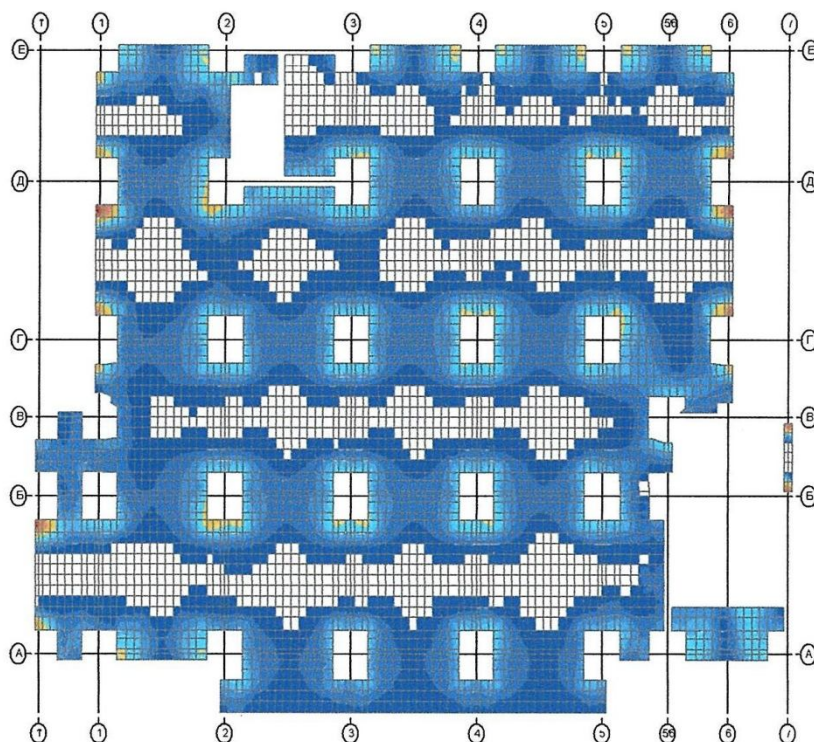


Рис. 42 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у плитах  
на відм. 7.800,  $\text{см}^2/\text{лм}$



Додаток: Результати розрахунку (продовження)

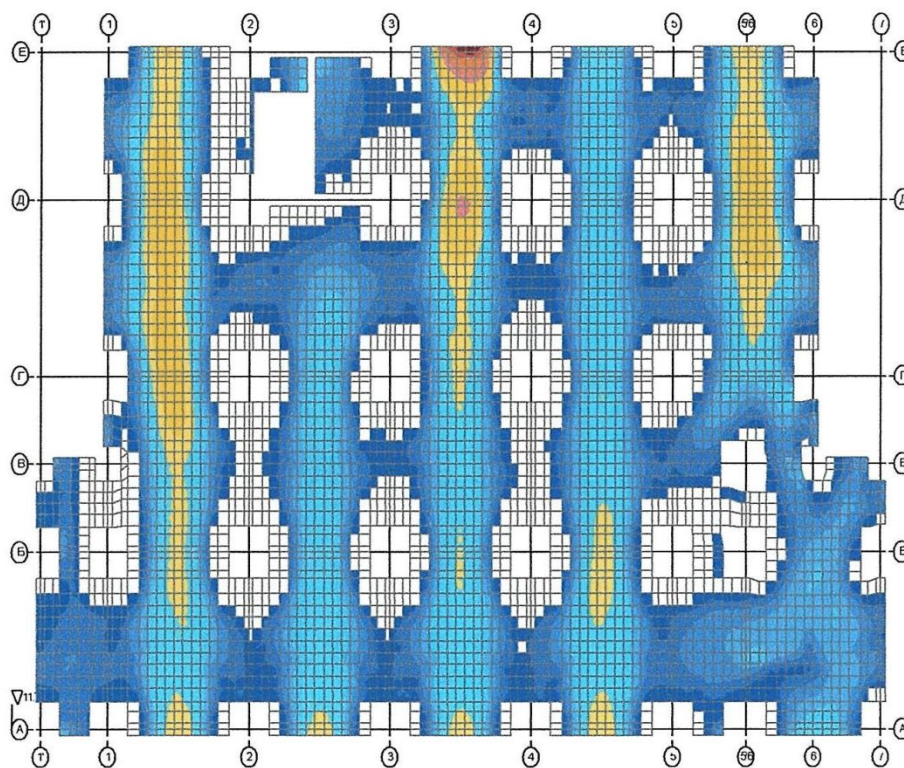


Рис. 43 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у плитах  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

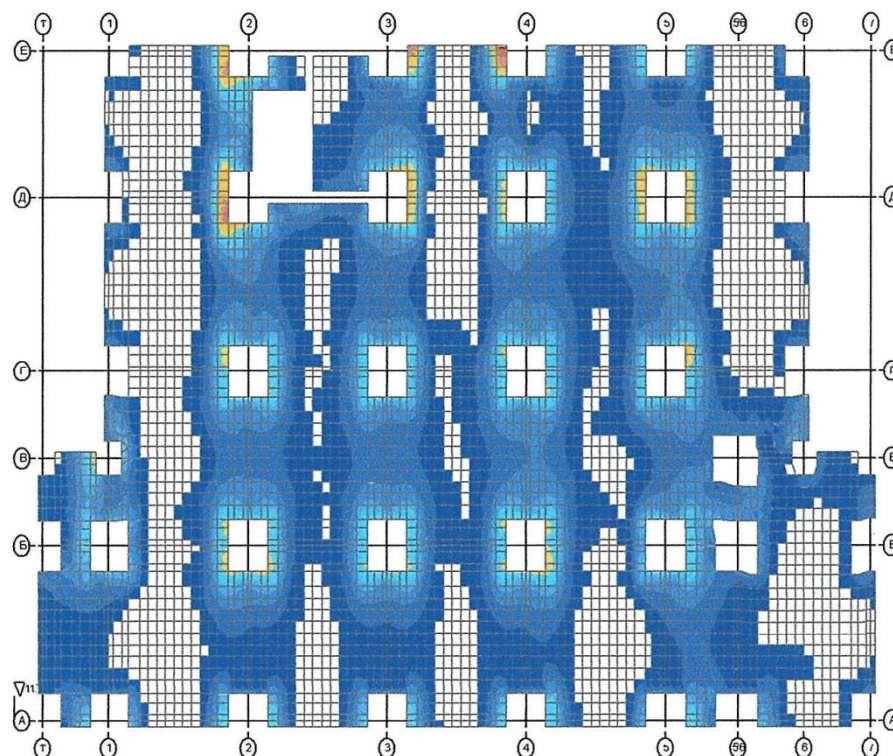


Рис. 44 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у плитах  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

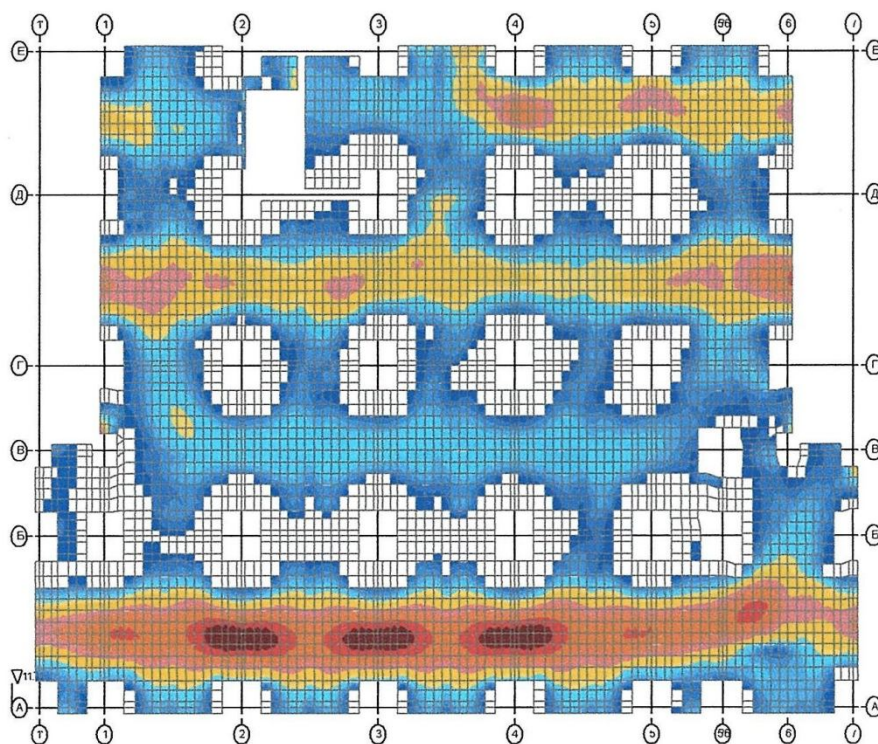


Рис. 45 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у плитах  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

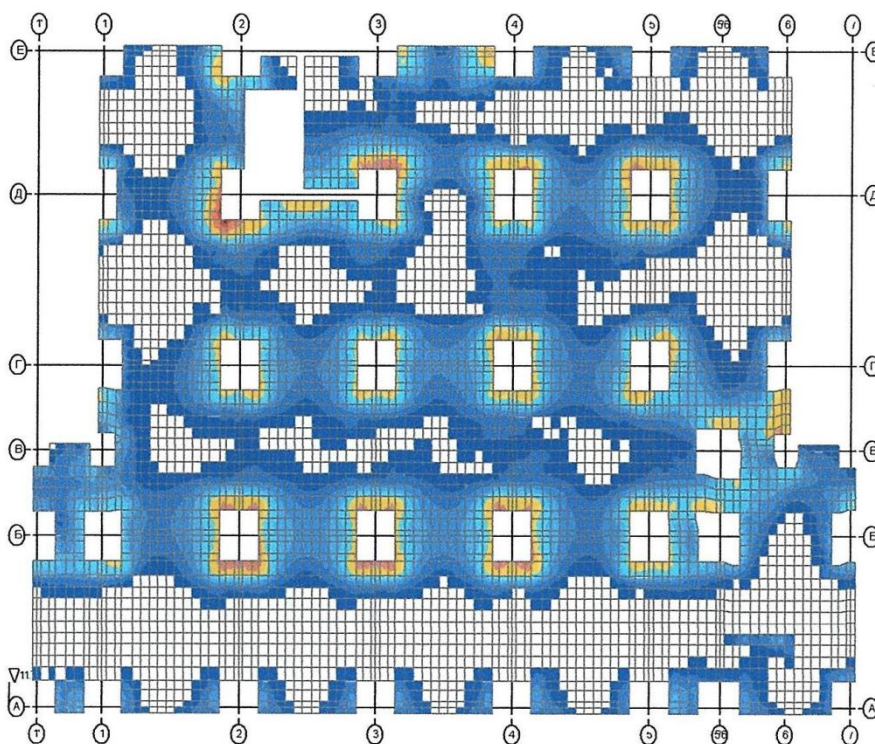


Рис. 46 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у плитах  
на відм. 11.700,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

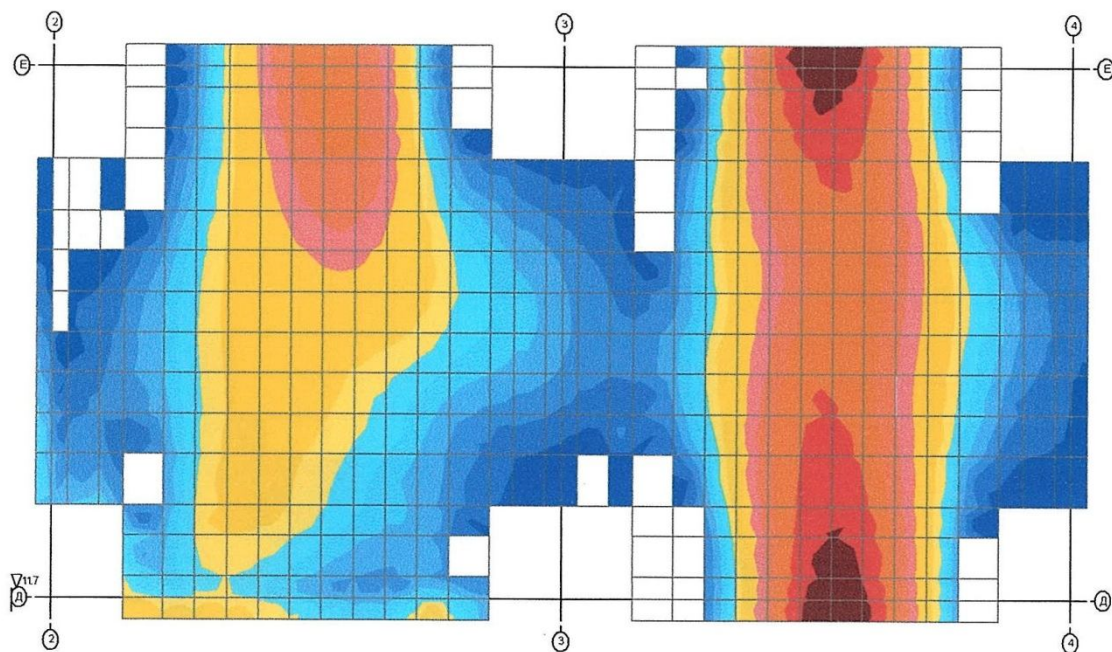


Рис. 47 Нижня арматура у напрямку вісі X (AS1) у плитах покриття,  $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

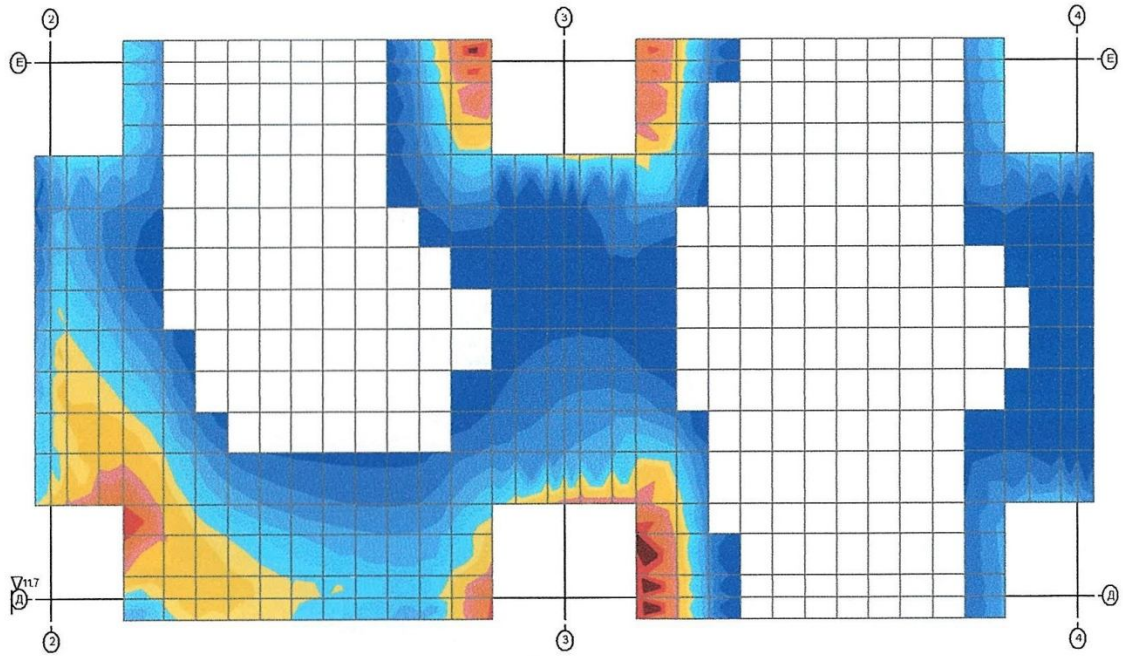


Рис. 48 Верхня арматура у напрямку вісі X (AS2) у плитах покриття,  
 $\text{см}^2/\text{пм}$

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

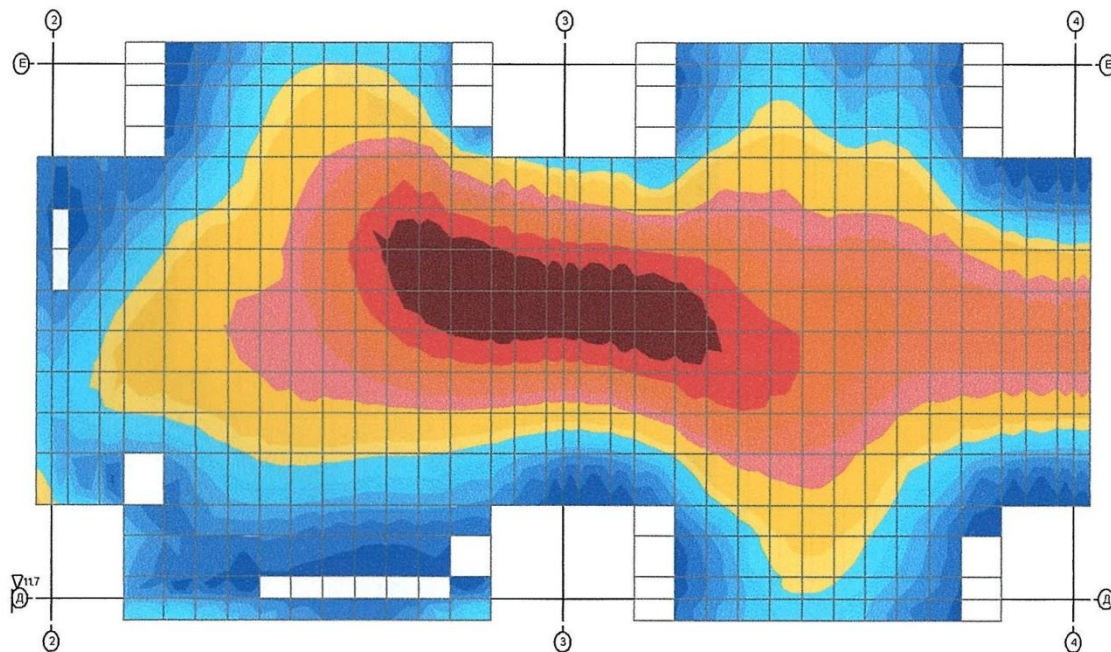


Рис. 49 Нижня арматура у напрямку вісі Y (AS3) у плитах покриття, см<sup>2</sup>/пм

Додаток: Результати розрахунку (продовження)

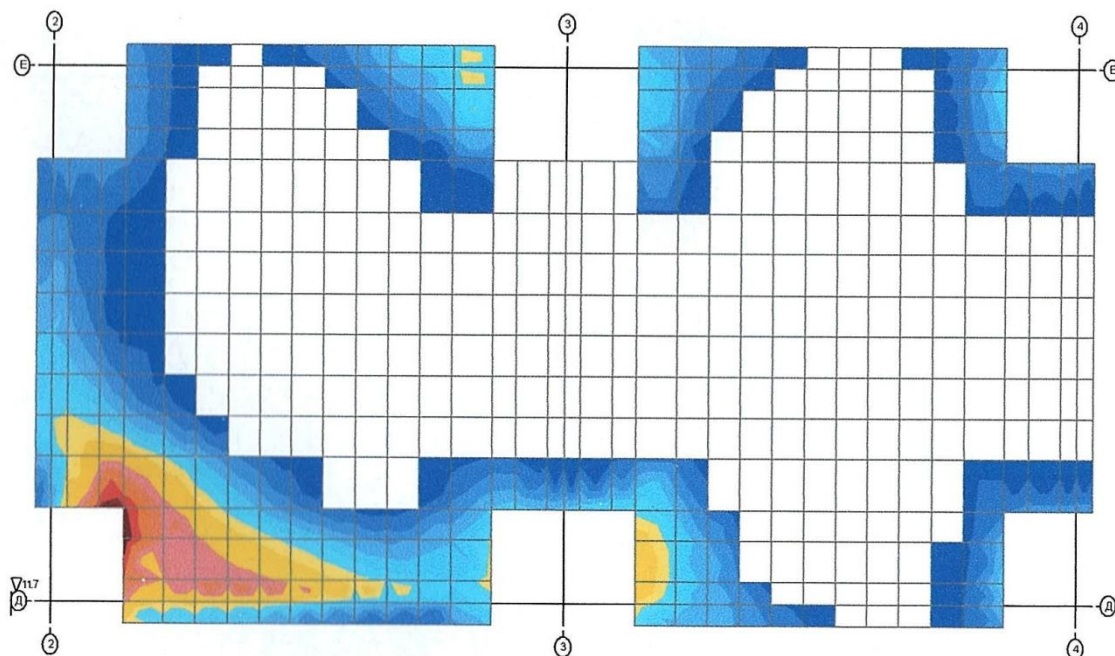


Рис. 50 Верхня арматура у напрямку вісі Y (AS4) у плитах покриття,  $\text{см}^2/\text{пм}$



## ВІДГУК

керівника кваліфікаційної роботи

здобувача ступеня вищої освіти «магістр» Зотов С.І.

(П.І.Б.)

Кваліфікаційна робота магістра на тему Підвищення експлуатаційних та техніко-економічних показників при застосуванні сучасних архітектурно-конструктивних рішень будівель

виконана згідно до завдання, відповідає темі, містить 31 листів  
(не) згідно (не) відповідає  
графічного матеріалу і пояснювальну записку з 136 сторінок, підписана консультантами і має рецензію.

1. Актуальність теми, наявність замовлення роботи підприємством (організацією) обумовлена поширенням у сучасності застосуванням конструкцій залізобетонних безбалкових перекриттів, необхідно застосовувати такі індустріальні конструкції, які найбільш повно відповідали б архітектурно-будівельним вимогам: можливості гнучкого планування в будівлях з різними функціями і створенню різноманіття фасадів при одній конструктивній схемі, зібраній з уніфікованих елементів.

2. Глибина обґрунтувань прийнятих рішень (повнота розрахунків, наявність багатоваріантності) Проведено огляд існуючих підходів до питань розрахунку та конструювання залізобетонних перекриттів. Обґрунтовано обстеження залізобетонних конструкцій та їх особливості. Проведено розрахункове обґрунтування застосування конструкцій, повнота розрахунків проведена на достатньому рівні

3. Загальний рівень підготовки та ерудиції здобувача ступеня вищої освіти «магістр» На доброму рівні

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

5. Науковий рівень (для робіт дослідницького характеру) та глибина експериментальних досліджень Робота являє собою теоретичне дослідження, яке виконано за допомогою комп'ютерних технологій, зокрема ПК SCAD

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 За допомогою ПК SCAD та чисельних розрахунків напружено-деформованого стану пропорованих з'єднань визначен вплив капітелі на роботу перекриття будівлі в цілому

7. Відповідність оформлення до вимог діючих стандартів Робота оформлена згідно діючих норм та стандартів

8. Дотримання студентом графіка виконання роботи графік дотримано

9. Наукова цінність роботи, практична значимість встановлено

що наявність капітелі може призводити до загальної конструктивної надійності конструктивної системи, що може бути використано для подальших досліджень.

10. У кваліфікаційній роботі магістра можна відмітити такі недоліки:

Зауваження: В розділахі дослідження бетону вказано, що не всі техніко-економічні показники підтвержені в це зокрема в часті кваліфікаційної роботи.

Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана на добрему рівні

і при відповідному захисті заслуговує на оцінку:

кількість балів 86 національною добре ЄКТС В

Керівник доц. канд. техн. наук Сабін В.О.  
(посада, науковий ступінь) (підпис) (ПІБ)

## Рецензія

На кваліфікаційну роботу здобувача ступеня вищої освіти «магістр» ст. гр. БУД-18-1мд

Зотова Сергія Ігоревича

на тему Підвищення експлуатаційних та техніко-економічних показників при застосуванні сучасних архітектурно-конструктивних рішень будівель

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

містить 31 листів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 136 сторінок.

1. Актуальність теми (повнота постановки проблеми, формування проблеми та її значимість, постановка завдань досліджень) Обумовлена поширенням у сучасності застосуванням конструкцій залізобетонних безбалкових перекриттів. Завдання поставлені конкретні та змістовні, зокрема, дослідження конструкцій для вдосконалення їх застосування та експлуатації

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

Широта визначення проблематики розкриття тематик з розрахунків конструкцій залізобетонних безбалкових перекриттів на достатньому рівні.

3. Якість подачі матеріалу роботи (ступінь взаємозв'язку розділів роботи, застосування комп'ютерних технологій, чіткість і технічна грамотність оформлення роботи, науковий стиль викладення матеріалу) У роботі зведені всі дані по наявній класифікації залізобетонних перекриттів та розподільних систем. Проведено огляд існуючих нормативних підходів до питань розрахунків та конструювання залізобетонних перекриттів, тематика у розділах розкрита на доброму грамотному рівні

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

Визначено, що застосування капітелей призводить до зниження вартості будівельно монтажних робіт по пристрою перекриттів на 10% в порівнянні з безкапітельними перекриттями.

Зниження вартості пристрою перекриттів відбувається внаслідок зменшення витрат арматури на 25%

5. Недоліки кваліфікаційної роботи магістра \_\_\_\_\_

6. Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана (ний) на \_\_\_\_\_ рівні

і заслуговує оцінки:

кількість балів 86

за національною шкалою дуже

за шкалою ЄКТС 8

Рецензент ст. викл. кафедри міського будівництва і господарства

(посада, місце роботи)

[підпис]

(підпис)

Світлана В. П.

(П.І.Б.)