

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА ТА
РЕКОНСТРУКЦІЇ АЕРОПОРТІВ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

О.І. Лапенко

“ _ ”

2021 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ

МАГІСТРА ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА:

«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

Тема: Оцінка температурних впливів на конструкції фундаменту.

Виконавець: студент ФАБД -204М Норцов Владислав Володимирович

Керівник: к.т.н. доцент Омельченко Катерина Вікторівна

Консультант розділу «Охорона праці»: _

(підпис)

Федин В.П.

(ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: _

(підпис)

Гай Ф.Є.

(ПІБ)

Нормоконтролер:

(підпис)

Родченко О.В.

(ПІБ)

Київ 2021

| | | | |
|--|--|--|--|
| | | | |
| | | | |
| | | | |

7. Консультація з окремих розділів:

| Назва розділу | Консультант (посада, П.І.Б.) | Дата, підпис | |
|-------------------------------------|---------------------------------|-------------------|---------------------|
| | | Завдання видав | Завдання прийняв |
| Охорона праці | Доцент Федин В.П. | | |
| Охорона навколишнього середовища | Доцент Гай А.Є. | | |

8. Дата видачі завдання: « » _ 2021 р.

Керівник дипломної роботи:

- _____
(підпис керівника) (П.І.Б.)

Завдання прийняв до виконання:

- _____
(підпис випускника) (П.І.Б.)

Зміст

| | |
|--|----|
| ВСТУП..... | 7 |
| РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД..... | 9 |
| 1.1 Особливості сучасного будівництва. | 9 |
| 1.2 Вплив температури на залізобетонні конструкції..... | 11 |
| 1.3 Вогнестійкість залізобетонних конструкцій | 16 |
| 1.4 Ступені вогнестійкості будівель та споруд | 22 |
| РОЗДІЛ 2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА | 28 |
| 2.1. Оцінка пошкоджень бетонних конструкцій після пожежі | 28 |
| 2.2. Фізико-хімічні перетворення бетону | 29 |
| 2.3. Тріщино-утворення в бетоні, викликані вогнем..... | 31 |
| 2.4. Методи оцінки впливу пожежі на залізобетонні конструкції..... | 32 |
| 2.5. Властивості залишкових матеріалів..... | 34 |
| 2.6. Залишкова міцність матеріалу | 36 |
| 2.7. Лабораторне дослідження впливу вогню на бетон | 39 |
| 2.8. Температурний вплив на зразки | 40 |
| 2.9 Відбір проб для стиску..... | 43 |
| 2.10 Випробування кернів молотком Шмідта..... | 44 |
| 2.11 Випробування кернів методом ультразвуку..... | 44 |
| 2.12 Випробування зразків на пресі..... | 45 |
| 2.13 Результати тесту відскоку молотка..... | 46 |
| 2.14 Вимірювання міцності ультразвуковим методом..... | 48 |
| 2.15 Результати випробувань на пресі..... | 49 |
| РОЗДІЛ 3. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ..... | 44 |
| 3.1. Район будівництва..... | 53 |
| 3.2. Генеральний план..... | 53 |
| 3. 2. 1. Характеристика майданчика та району будівництва | 53 |
| 3. 2. 2. Горизонтальне планування..... | 54 |

| | |
|---|----|
| 3. 2. 3. Організація рельєфу..... | 54 |
| 3. 2. 4. Благоустрій та озеленення..... | 55 |
| 3. 2. 5. Автомобільні дороги, проїзди та тротуари..... | 55 |
| 3. 3. Архітектурні рішення..... | 56 |
| 3. 3. 1. Загальна частина..... | 56 |
| 3. 3. 2. Архітектурно – конструктивні рішення..... | 56 |
| 3. 3. 3. Зовнішнє і внутрішнє оздоблення будівлі..... | 56 |
| 3. 3. 4. Теплотехнічний розрахунок..... | 57 |
| РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНКОВИЙ РОЗДІЛ..... | 60 |
| 4.1.1 Розрахунок ребристого монолітного перекриття (МП1)..... | 60 |
| 4.1.2. Конструювання залізобетонної колони (К1)..... | 67 |
| РОЗДІЛ 5. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ..... | 74 |
| 5.1 Розрахунок монолітного фундаменту під колону..... | 74 |
| РОЗДІЛ 6 . ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА..... | 80 |
| 6. 1. Організація виконання робіт на об'єкті..... | 80 |
| РОЗДІЛ 7. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА..... | 85 |
| 7. 1. Технологія монтажу куполу покриття..... | 85 |
| 7. 2. Розробка технологічної карти..... | 89 |
| РОЗДІЛ 8. ОХОРОНА ПРАЦІ..... | 91 |
| 8. 1. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори при виконанні монтажних робіт по встановленню конструкції купола..... | 91 |
| 8. 2. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на будівельному майданчику..... | 92 |
| 8. 3. Інструкція з охорони праці при виконанні монтажних робіт..... | 92 |
| РОЗДІЛ 9. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА..... | 97 |
| 9. 1. Вплив природніх та техногенних факторів на навколишнє середовище під час будівництва адміністративної будівлі в м. Ужгород..... | 97 |

| | |
|---|-----|
| 9. 2. Вплив на гідросферу..... | 99 |
| 9. 3. Вплив на атмосферу..... | 101 |
| 9. 4. Заходи щодо зниження впливу забруднень на довкілля. Розміщення твердих побутових відходів..... | 102 |
| 9. 5. Захист гідросфери..... | 104 |
| 9. 6. Захист атмосфери..... | 106 |
| Висновок | 107 |
| СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ..... | 108 |
| ДОДАТКИ..... | 112 |

ВСТУП

При будівництві будівель і споруд одним з найважливіших моментів: є спорудження фундаменту. Адже фундамент - це основа майбутньої будови, і від того на скільки вона буде міцною - залежить подальша експлуатація будівлі.

Неякісно виконаний фундамент, може нести не тільки фінансові витрати при експлуатації будівлі, але ще нести загрозу для життя та здоров'я людей які перебуватимуть і ній, та знаходитись поруч.

Оскільки під час проведення будівництва, всі етапи контролюються відповідними структурами будівельної компанії, та підрозділами замовника, що унеможливорює допущення помилок, або зводить їх до мінімуму, то під час експлуатації - *майже ні хто не контролює стан будівлі, та не переймається її станом. Що ставить під загрозу життя та здоров'я мешканців та оточуючих.

На жаль існує багато випадків коли із-за не відповідного контролювання технічного стану будівлі, вона починала руйнуватися, змінювати свої проектні положення та нести загрозу людям.

Насамперед - це пов'язано з поганим станом інженерних мереж, невідповідним використанням приміщень та будівель, (тобто не за призначенням), а також из-за необережності поводження з вогнем.

Оскільки інженерні мережі - це специфіка інших спеціальностей, хочу акцентувати увагу на оцінку температурних впливів на несучі конструкції залізобетону.

Залізобетонні конструкції мають багато переваг. А саме: довговічні, мають високу опірність атмосферних впливів, мають велику міцність, часткову вогнестійкість, сейсмостійкість, низьку собівартість.

Але не слід забувати про недоліки цього матеріалу, а саме: вироби із залізобетону мають дуже велику вагу, високу тепло і звукопровідність, можлива поява тріщин на бетоні, та великі затраті на транспортування.

Будь який матеріал не залежно від міцності та твердості, має свою межу текучості, і бетон не виняток. Адже при взаємодії зовнішніх факторів може змінитися несуча здатність, та експлуатаційні характеристики насамперед під дією високих температур.

Всесвіт складається з молекулярної будови, з протонів та нейтронів, в залежності від їх будови і складається матеріал. Не залежно від того чи утворюється стабільний ізотоп чи ні, під дією температур всі атоми починають свій хаотичний рух, тим самим змінюючи будову структури речовини.

Бетон - не є виключенням, адже він складається неорганічної гідралічної в'язучої речовини котрої виступає (цемент), що є основною складовою бетонної суміші.

Саме під дією високих температур в'язуча речовина змінює свої властивості, и перестає виконувати свою функції, що призводить до розсипання бетону на його кладові, і втрату його міцності.

Тому дослідження зміни характеристик бетону під дією температурних впливів є одним із найважливіших етапів при сучасному будівництві, і потребує досконалого та детального вивчення цих властивостей бетонної суміші. Що і буде представлено на далі в цій дипломній роботі.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1 Особливості сучасного будівництва.

Завдяки технологічному розвитку та впровадженню автоматизації у всі сфери життя, все зводиться до мінімізації витрат трудових ресурсів та часу, для виконання поставленого завдання, і будівництво не є винятком. Оскільки найдорожчим при будівництві є час, для цього і було розроблено різні методики зведення будівель та споруд.

Для того щоб скоротити тимчасові витрати: були створені нові види опалубок, що швидко зводяться, нові швидко-твердіючі бетонної суміші, впровадження механізації для полегшення і прискорення праці будівельників.

Це стало зумовлено тим, що після вибору курсу правління партії у 1930-х - почалася індустріалізація. Що відповідно призвело до того, що сільські мешканці почали мігрувати до міст. Що спричинило до того – що стало не вістачати земельних ділянок для будівництва.

Було вирішено розпочати багатоповерхове будівництво. З того часу змінилося багато, як технології будівництва так і матеріали, але чисельність населення в містах тільки зростала, і поверховість - теж.

Виходячи із щільної забудови в містах, більша частина конструктивних елементів будівель та споруд виконана із залізобетону. Відповідно чим більша щільність населення, тим вищі шанси походження надзвичайних ситуацій.



Мал. 1.1 Теракт США: Нью-Йорк, Світовий торговий центр.

Через необережність поведінки з вогнем або проведення терористичних операцій зростає кількість жертв, та сума матеріальних збитків. Саме тому терористичному угрупованню «Аль-Каїда» вдалося отримати велику кількість жертв 11 Вересня 2001 року, бо до цього ніхто не акцентував увагу на вогнетривкості конструктивних матеріалів.

З кожним роком кількість загиблих під час пожеж тільки збільшується.

Це зумовлено тим, що при пожежах люди гинуть через обвалення будівельних конструкцій. Недоліком бетону є втрата своїх високих фізико-механічних властивостей при впливі високих температур.

Також ще одним недоліком є його вибухоподібне руйнування, що може призвести до часткового або повного руйнування конструкції. Розробка заходів щодо захисту високоміцного бетону від такого руйнування дозволить захистити несучі залізобетонні конструкції від такого руйнування і, отже, забезпечить необхідну вогнестійкість при дії високих температур пожежах.

Для забезпечення безпечної експлуатації в будівлях та спорудах бетонні та залізобетонні конструкції повинні бути забезпечені з необхідною надійністю від виникнення всіх видів граничних станів розрахунком, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів та конструюванням.

При розрахунку вогнестійкості залізобетонних конструкцій використовують діаграми деформування бетону на стиск від короткочасного вогневого впливу, побудовані з урахуванням зміни властивостей бетону в нагрітому стані при пожежі та залежно від зміни відносного нормативного опору стиснення бетону.

При необхідності визначення стану конструкції після пожежі використовують діаграми деформування бетону під час стиснення після короткочасного вогневого впливу, тобто. у охолодженому стані, які побудовані в залежності від зміни відносного розрахункового опору бетону стиску.

Нормативна документація пропонує розрахункові дані та діаграми деформування важкого бетону класу В60 та нижче під час впливу пожежі, а також після нього.

Оскільки останнім часом все частіше при будівництві підвищеної поверховості використовуються високоміцні бетони, то актуальним завданням є розробка діаграм для високоміцного бетону класу В70 - В90 і вище, що дозволяють проектувальникам і конструкторам отримати необхідні дані при розрахунку та проектуванні конструкцій з урахуванням можливого впливу пожежі.

Вивчення поведінки високоміцного бетону, отримання діаграм його деформування при пожежі, захист структури бетону шляхом спрямованої зміни його фізико-механічних властивостей та характеристик міцності при впливі високих температур пожежі є актуальною проблемою, оптимальне та остаточне рішення якої на сьогоднішній день поки що не отримано. [1.а.і.1]

1.2 Вплив температури на залізобетонні конструкції.

Переважає більшість бетонних та залізобетонних конструкцій піддаються різним агресивним впливам. Найпоширеніший наступальний ефект, який провокує руйнування бетонних та залізобетонних конструкцій, - це замерзання вологи в середині бетону під впливом низьких температур.

Іншим поширеним температурним ефектом є вплив високих температур на незахищений бетон від вогню під час пожеж.

Вплив високих температур на бетон і залізобетонні конструкції знижує їх довговічність і жорсткість. Портландцемент незворотний через порушення твердості і структурних змін. Можливість подальших маніпуляцій, ремонту цих пошкоджених конструкцій визначається за результатами обстеження.

Були здійснені активні наукові розробки в галузі роботи з бетоном при екстремальних температурах, розроблено захист від руйнування бетону та вдосконалено методів розрахунку.



Мал. 1.2.1. Наслідки пожежі на залізобетонні конструкції.

Бетонні та залізобетонні конструкції іноді працюють у складних умовах, що супроводжуються високими або низькими температурами, агресивними середовищами та динамічними впливами.

У більшості випадків в процесі експлуатації залізобетонних конструкцій виникають неприємні та несприятливі умови роботи бетону. У разі високої температури або пожежі та низької температури технологічного процесу.

Руйнування бетону частково пояснюється - деформацією та постійним замерзанням при низьких температурах, та насиченням вологою бетону й відсутністю захисту від атмосферних впливів на бетон та бетонних конструкцій.

Негативний вплив низьких температур на бетон пов'язаний з процесом замерзання хімічно незв'язаної води, що знаходиться в тілі бетону (пори і капіляри в цементному каркасі). Сильне розтріскування бетону при кількох негативних температурах можна побачити візуально, без використання ультразвукових методів виявлення дефектів.

- *гідростатичний тиск рідини на стінки пор і капілярів цементного каменю в процесі утворення льоду; [1.a.i.2]*
- *гідралічний тиск незамерзлої рідини, коли вона видавлюється перед заморожуванням шляхом вирощування кристалів льоду в попередніх (не заповнених водою) порах і капілярах; [1.a.i.2]*
- *прямий тиск зростання кристалів льоду на стінки пор і капілярів та макроскопічне та мікроскопічне відділення льоду; [1.a.i.2]*
- *осмотичний тиск, що утворюється в капілярах і порах цементного каменю в процесі масового теплообміну при замерзанні та розморожуванні бетону; [1.a.i.2]*
- *температурні напруження, що виникають у бетоні через різні коефіцієнти температурної деформації твердого скелета та льоду. [1.a.i.2]*

Через температурно-залежні відмінності деформації різних компонентів залізобетонних конструкцій, під впливом низьких температур у бетоні створюються додаткові напруження. Під дією негативних температур можна спостерігати чотири основні типи руйнування бетону, тобто чергування заморожування-відтавання. [1.a.i.2]

- *тріщини по бетону випускаються у всіх напрямках на поверхню виробу.*
- *відшарування захисного шару бетонних конструкцій;*
- *корозія арматури;*
- *поверхневі тріщини бетонних конструкцій.*

Для захисту бетону від руйнування на вулиці та здатності витримувати пошкодження при низьких температурах визначає марку морозостійкості F, яка неодноразово виражається у чергуванні циклів заморожування-розморожування до появи помітних ознак руйнування та певного часу бетону.

За результатами лабораторних випробувань нормованих показників, заморожування та розморожування, візуального контролю стану, контролю ваги зразка, швидкості ультразвукового вимірювання, визначення динамічного модуля пружності зразків бетону та порівняльних вихідних значень.

При пожежі властивості залізобетонних конструкцій проявляють себе у вогнетривкості та жаростійкості. Температура плавлення бетону дорівнює 1100-2000 ° С залежно від внутрішнього складу, доданого в розчин.



Мал.1.2.2 Приклад руйнування бетону після пожежі.

Починаючи з 200 °С, відбувається зниження міцності та розтріскування, але матеріал досить вогнестійкий і повільно модифікується за рахунок малої швидкості нагрівання поверхні. Тепло виділяється в процесі випаровування води при руйнуванні цілісності цементу, таким чином дозволяючи чинити опір нетривалому впливу високих температур.

Під час пожежі руйнування матеріалу відбувається пошарово за рахунок ослаблення міцності та тиску парів, що проникають у пори конструкції. Структура видозмінюється через високу температуру в різних діапазонах:

- *Якщо температура пожежі не досягла 200 °С, стиснення конструкції не відбувається. При 250 ° С та низької вологості настає стадія крихкого руйнування.*
- *При дії жару до 350 ° С на поверхні бетону утворюються тріщини від усадки матеріалу.*

- При температурному режимі, що досягає $450\text{ }^{\circ}\text{C}$, тріщини виникають уже залежно від складу цементу та його характеристик.
- Температура понад $573\text{ }^{\circ}\text{C}$ руйнує структуру бетонного шару через зміну властивості α -кварцу в β -кварц, збільшуючи об'єм.
- Температурні режими від $750\text{ }^{\circ}\text{C}$ призводять до повного руйнування бетону.

На початку 2010 року в журналі *Civil Engineering* були опубліковані методи визначення критичних температур та деформацій для вирішення питань вогнетривкості. Відповідно до цього, розплав кожного елемента, що знаходиться у складі цементного каменю, змінюється залежно від наявності навіть невеликої кількості домішки. За зовнішнім станом визначають температуру плавлення:

- Не досягаючи позначки $300\text{ }^{\circ}\text{C}$, колір конструкції стає **рожевим**, на верхній шар налипає сажа.
- При $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ забарвлюється **червоний**, вигоряє сажа.
- При вищих температурних режимах бетон стає **блідим**.

Залізобетонні конструкції з тонкими стінками в основному не мають єдиного монолітного зв'язку з іншими частинами. Вони здатні витримувати температуру полум'я та виконувати свої основні функції протягом **1 години**.

Максимальний рівень вогнестійкості обумовлений розмірами перерізу конструкції, виду арматури, якості класу бетону, обраного виду заповнювача, захисного бетонного шару та навантаження, яке витримує конструкція.

В основному межа стійкості перекриттів, стін та колон залежить від якості цементного розчину, його характеристик та товщини конструкцій.

Максимально міцною вважають сталь із температурними навантаженнями до $1570\text{ }^{\circ}\text{C}$. Вогонь нахиляє стіни під час загоряння убік за рахунок прогрівання з одного боку.

Чим більше навантаження і менше товщина шару, тим нижчий рівень опірності. Колони можуть чинити опір дії руйнувань за рахунок застосування навантаження (центральної або поза її центром), кількості та якості великого

заповнювача, обсягу арматури та захисного шару з бетону.

Найбільш схильними частинами при пожежі вважають елементи, що згинаються: балки, плити і ригелі. Арматура у цих конструкціях покрита тонким шаром бетону. Тому ця частина швидко прогрівається до критичних температур та руйнується.

Згідно з наданою інформацією будівельної документації з розрахунку вогнестійкості та вогнебезпеки залізобетонних конструкцій, її залишкову міцність після стандартної пожежі вважають допустимою за збереження основних характеристик. Розрахунок проводять на підставі розрахункових навантажень, опору бетонного шару та арматури.

1.3 Вогнестійкість залізобетонних конструкцій.

Залізобетонні конструкції завдяки їх негорючості та невеликій теплопровідності досить добре опираються впливу агресивних факторів пожежі. Однак вони не можуть безмежно чинити опір пожежі. Сучасні залізобетонні конструкції, як правило, виконують тонкостінними, без монолітного зв'язку з іншими елементами будівлі, що обмежує їхню здатність здійснювати свої робочі функції в умовах пожежі до 1 години, а іноді й менше.
[1.a.i.3]

Бетони відносяться до групи безвипалювальних штучних кам'яних матеріалів, одержуваних в результаті затвердіння суміші в'язкої речовини, води та заповнювача (дрібного - кварцового піску та великого - з гірських порід або відходів промисловості).

Бетон застосовують при виробництві збірних та монолітних залізобетонних конструкцій.

Залізобетон відрізняється від бетону наявністю сталевих арматур, що сприймає зусилля, що розтягують, від зовнішніх навантажень, які бетон не сприймає, тому що його міцність при розтягуванні дуже незначна.

Характер поведінки кам'яних матеріалів за умов пожежі у принципі аналогічний всім матеріалів, відрізняються лише кількісні показники.

Специфічні особливості зумовлені дією внутрішніх чинників, властивих аналізованому матеріалу (при аналізі поведінки матеріалів за ідентичних умов дії зовнішніх чинників). Оскільки бетон є композиційним матеріалом, його поведінка при нагріванні залежить від поведінки цементного каменю, заповнювача та їхньої взаємодії.

Ще меншою межею вогнестійкості мають зволожені залізобетонні конструкції. Якщо підвищення вологості конструкції до 3,5% збільшує межу вогнестійкості, то подальше підвищення вологості бетону щільністю понад 1200 кг/м³ при короточасній дії пожежі може спричинити вибух бетону та швидке руйнування конструкції. [1.а.і.3]

Межа вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності залежить від виду та статичної схеми опирання конструкції. Однопрогонові вільно оперті згинальні елементи (балкові плити, панелі та настили перекриттів, балки, прогони) при дії пожежі руйнуються в результаті нагрівання нижньої поздовжньої робочої арматури до граничної критичної температури. [1.а.і.3]

Межа вогнестійкості цих конструкцій залежить від товщини захисного шару нижньої робочої арматури, класу арматури, робочого навантаження та теплопровідності бетону. У балок і прогонів межа вогнестійкості залежить від ширини перерізу.

При тих самих конструктивних параметрах межа вогнестійкості балок менше, ніж плит, оскільки при пожежі балки обігріваються з трьох сторін (з боку нижньої і двох бічних граней), а плити - тільки з боку нижньої поверхні.

Межа вогнестійкості конструкцій, що захищають по прогріву - протилежної вогню поверхні на 140 ° С (перекриття, стіни, перегородки) залежить від їх товщини, виду бетону і його вологості. Зі збільшенням товщини та зменшенням щільності бетону межа вогнестійкості зростає. [1.а.і.3]

Кращою арматурною сталлю з погляду вогнестійкості є сталь класу А-III марки 25Г2С. Критична температура цієї сталі на момент настання межі вогнестійкості конструкції, завантаженої нормативним навантаженням,

становить 570°C. [1.a.i.4]

Крупнопустотні попередньо напружені настили з важкого бетону із захисним шаром 20 мм і стрижневою арматурою зі сталі класу А-IV, що випускаються заводами, мають межу вогнестійкості 1 год, що дозволяє використовувати дані настили в житлових будинках. [1.a.i.4]

Плити та панелі суцільного перерізу із звичайного залізобетону при захисному шарі 10 мм мають межі вогнестійкості: арматура зі сталі класів А-I та А-II – 0,75 год; А-III (марки 25Г2С) – 1 год. [1.a.i.4]

Більшість випадків тонкостінні згинальні конструкції (пустотні та ребристі панелі та настили, ригелі та балки при ширині перерізу 160 мм і менше, що не мають вертикальних каркасів біля опор) при дії пожежі можуть руйнуватися передчасно по косому перерізу біля опор. Такий характер руйнування запобігають шляхом встановлення на приопорних ділянках даних конструкцій вертикальних каркасів завдовжки не менше ніж 1/4 прольоту. [1.a.i.5]

Залізобетонні плити, оперті за контуром, мають межу вогнестійкості значно вище, ніж прості елементи, що згинаються. Ці плити армовані робочою арматурою у двох напрямках, тому їхня вогнестійкість залежить додатково від співвідношення арматури в короткому і довгому прольотах. У квадратних плит, що мають дане співвідношення, що дорівнює одиниці, критична температура арматури при настанні межі вогнестійкості становить 800°C. [1.a.i.4]

При збільшенні співвідношення сторін плити критична температура зменшується, отже знижується і межа вогнестійкості. При співвідношеннях сторін понад чотири межі вогнестійкості практично дорівнює межі вогнестійкості плит, опертих по двох сторонах. [1.a.i.5]



Мал. 1.3.1 Випробування плит перекриття після пожежі ультразвуковим методом.

Швидкість прогріву цієї зони залежить від розмірів поперечного перерізу, тому вогнестійкість статично невизначених балкових плит залежить від їхньої товщини, а балок – від ширини та висоти перерізу. [1.а.і.3]

При великих розмірах поперечного перерізу межа вогнестійкості конструкцій, що розглядаються значно вище, ніж статично визначуваних конструкцій (однопрогонові вільно оперті балки і плити), і в ряді випадків (у товстих балкових плит, у балок, що мають сильну верхню опорну арматуру) практично не залежить від товщини захисного шару у подовжньої нижньої арматури. [1.а.і.3]

Межа вогнестійкості колон залежить від схеми застосування навантаження (центральне, позацентрове), розмірів поперечного перерізу, відсотка армування, виду великого заповнювача бетону та товщини захисного шару у подовжньої арматури. [1.а.і.3]

Руйнування колон при нагріванні відбувається внаслідок зниження міцності арматури та бетону. Позацентрове застосування навантаження зменшує вогнестійкість колон. Якщо навантаження прикладена з великим ексцентриситетом, то вогнестійкість колони залежатиме від товщини захисного шару розтягнутої арматури, тобто. характер роботи таких колон при нагріванні такий самий, як і простих балок. [1.а.і.3]

Вогнестійкість колони з малим ексцентриситетом наближається до вогнестійкості центрально-стислих колон. Колони з бетону на гранітному щебені мають меншу вогнестійкість (на 20%), ніж колони на вапняному щебені. Це тим, що граніт починає руйнуватися при температурі 573°C, а вапняки починають руйнуватися при температурі початку їх випалу 800° С. [1.а.і.3]

При пожежах, як правило, стіни обігріваються з одного боку і тому прогинаються або у бік пожежі, або у зворотному напрямку. Стіна з центрально-стиснутої конструкції перетворюється на позацентрово стиснуту з ексцентриситетом, що збільшується в часі. В цих умовах вогнестійкість несучих стін значною мірою залежить від навантаження та від їхньої товщини. [1.а.і.3]

При збільшенні навантаження та зменшенням товщини стіни її межа вогнестійкості зменшується, і навпаки.

Зі збільшенням поверховості будівель навантаження на стіни зростає, тому для забезпечення необхідної вогнестійкості товщину несучих поперечних стін у житлових будинках приймають рівною (мм): у 5... 9-поверхових будинках - 120, 12-поверхових - 140, 16-поверхових - 160 , у будинках висотою понад 16 поверхів – 180 і більше. [1.а.і.3]

Зазвичай одношарові, двошарові та тришарові самонесучі панелі зовнішніх стін піддаються дії невеликих навантажень, тому вогнестійкість цих стін задовольняє протипожежним вимогам. [1.а.і.3]

Несуча здатність стін при дії високої температури визначається не тільки зміною характеристик міцності бетону і сталі, але головним чином

деформативністю елемента в цілому. [1.а.і.4]

Вогнестійкість стін визначається, як правило, втратою несучої здатності (руйнуванням) у нагрітому стані; ознака обігріву "холодної" поверхні стіни на 140°C не є характерною. [1.а.і.4]

Межа вогнестійкості залежить від робочого навантаження (запасу міцності конструкції). Руйнування стін від одностороннього впливу відбувається за однією з трьох схем: [1.а.і.3]

- з незворотним розвитком прогину у бік поверхні, що обігривається стіни і її руйнуванням в середині висоти по першому або другому випадку позацентрового стиску (по нагрітій арматурі або "холодному" бетону); [1.а.і.3]
- з прогином елемента на початку у бік нагрівання, а на кінцевій стадії у протилежному напрямку; руйнування - у середині висоти по нагрітому бетону або по "холодній" (розтягнутій) арматурі; [1.а.і.3]
- зі змінного напрямку прогину, як і в схемі 1, але руйнування стіни відбувається в приопорних зонах бетону "холодної" поверхні або по косих перерізах. [1.а.і.3]

Перша схема руйнування характерна на сам перед для гнучких стін, друга і третя - для стін із меншою гнучкістю та платформно опертих. Якщо обмежити свободу повороту опорних перерізів стіни, як це має місце при платформному опиранні, зменшується деформативність і тому межа вогнестійкості збільшується. [1.а.і.4]

При зменшенні відсотка армування стінок при шарнірному опиранні знижує межу вогнестійкості; при платформному ж опиранні зміна у нормальних межах армування стін з їхньої вогнестійкості мало впливає. При нагріванні стіни одночасно з двох сторін (міжкімнатні стіни) у неї не виникає температурного прогину, конструкція продовжує працювати на центральний стиск і тому межа вогнестійкості не нижче, ніж у разі одностороннього обігріву під час пожежі. [1.а.і.4]

Вогнестійкість залізобетонних конструкцій втрачається, як правило, внаслідок втрати несучої здатності (обвалення) за рахунок зниження міцності, теплового розширення та температурної повзучості арматури та бетону при нагріванні, а також внаслідок прогріву не зверненої до вогню поверхні на 140° С. За цими показниками - межу вогнестійкості залізобетонних конструкцій може бути знайдено розрахунковим шляхом. [1.a.i.3]

1.4 Ступені вогнестійкості будівель та споруд.

Рівень вогнестійкості відноситься до найголовніших параметрів, що впливають на пожежну безпеку будівель і споруд. Проектування нових будівельних об'єктів обов'язково має враховувати весь комплекс заходів щодо евакуації людей у разі виникнення пожежі. Високий ступінь вогнестійкості об'єктів продовжує настання критичного моменту після займання, коли ще зберігається фізична можливість для людей залишити будівлю з мінімальними наслідками для здоров'я.

Рівень стійкості до вогню визначається призначенням об'єкта та чітко регламентується нормативами. Якщо будова відповідає нормативам за рівнем вогнестійкості, то введення об'єкта в експлуатацію неможливе, оскільки безпека людей може бути забезпечена.



Мал.1.4.1. Пожежа в багатоквартирному будинку.

Вогнестійкість будівлі в цілому є характеристикою для проектування конструктивного протипожежного захисту будівлі. Ступінь вогнестійкості будівлі загалом визначає необхідні (нормативні) межі вогнестійкості окремих конструктивних елементів цієї будівлі.

Вогнестійкість конструктивних елементів - це проміжок часу (у годинах або хвилинах) від початку вогневого випробування конструкції при стандартному температурному режимі до настання в ній одного або послідовно кількох граничних станів, що нормуються для даної конструкції. [1.а.і.6]

Нормовані граничні стани:

- *Втрата несучої здатності (позначення в нормах "R") - обвалення, втрата стійкості, деформації більше допустимих;*
- *втрата цілісності (позначення в нормах «E») пов'язана з утворенням у конструкціях та їх сполученнях наскрізних тріщин або отворів, що сприяють поширенню пожежі до сусіднього приміщення;*
- *втрата теплоізолюючої здатності (позначення в нормах «I»);*
 - *перегрів, а саме підвищення температури на поверхні, що не обігрівається, конструкції в середньому більше 160 °С або в будь-якій точці цієї поверхні до 190 °С порівняно з температурою конструкції до нагрівання або до 220 ° незалежно від температури конструкції до нагрівання; [1.а.і.6]*
- *втрата теплоізолюючої здатності внаслідок досягнення граничної величини щільності теплового потоку на нормованій відстані від поверхні конструкції, що не обігрівається (позначення «W»);*

Ступінь вогнестійкості будівлі визначається фактичними межами вогнестійкості прийнятих у проектному рішенні конструкцій і має бути не меншою, ніж потрібна в нормативних документах. [1.а.і.6]

За умови невідповідності фактичної межі вогнестійкості конструкції необхідно підвищити фактичну вогнестійкість до нормативного значення.

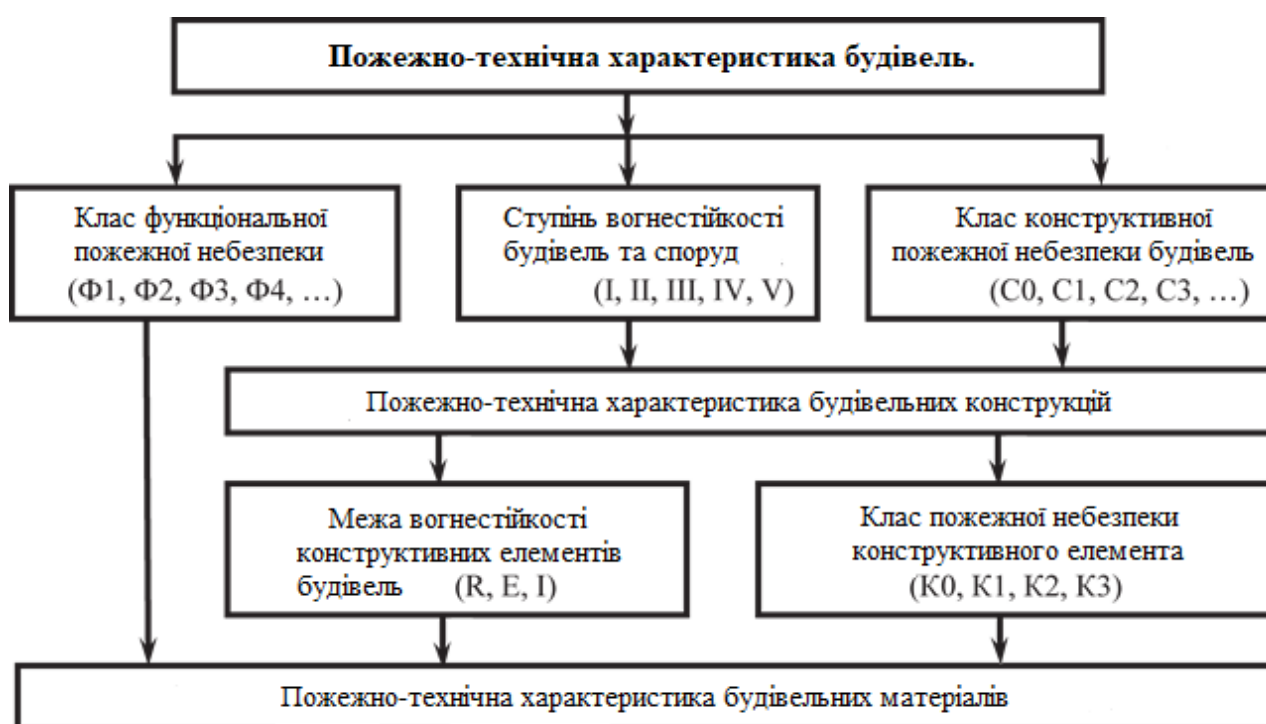
Підвищення фактичної вогнестійкості здійснюється різними способами

вогнезахисту.

Пожежна безпека будівель та споруд, визначається величиною ризику, що оцінюється можливими соціальними та матеріальними втратами. Розмір цього ризику для архітектурних споруд визначається спеціальними розрахунками втрат від пожежі.

Ці розрахунки виконуються відповідними фахівцями як для об'єктів, що знову проєктуються, так і для об'єктів, що вже експлуатуються.

Взаємозв'язок параметрів, що забезпечують пожежну безпеку архітектурного об'єкта в цілому, представлений на схемі:



Мал. 1.4.2. Схема співвідношення параметрів, що забезпечують пожежну безпеку будівель.

На сьогодні нові технології будівництва та досвід будівельних організацій дозволяють зводити будинки підвищеної поверховості із сучасними умовами для комфортного проживання в них людей. проте на сьогоднішній день у багатьох випадках питання забезпечення пожежної безпеки не є повністю вирішеними. [1.а.і.7]

Для початку необхідно запровадити чітке визначення поняття «*будівлі підвищеної поверховості*», виходячи з критеріїв та вимог будівельних норм та

правил щодо забезпечення пожежної безпеки будівель та споруд. [1.а.і.7]

У межі, що визначає будівлі підвищеної поверховості, приймається висота будівлі до **75 м** включно. Слід зазначити, що висота будівлі визначається висотою розташування останнього поверху, крім верхнього технічного поверху, а висота розташування поверху визначається різницею позначок поверхні проїзду для пожежних машин і нижньої межі відкривається отвору (вікна) у зовнішній стіні. [1.а.і.7]

Нижню межу, що визначає будівлі підвищеної поверховості, можна визначити, виходячи з критерію висоти, до якої можливий порятунок людей при пожежах у будівлях за допомогою спеціальних засобів та механічних сходів.

Нормативні межі вогнестійкості будівельних конструкцій.

| висота будівлі | Межа вогнестійкості будівельних конструкцій, щонайменше (хвилини) | | | | | | | | | | |
|----------------|---|-----------------------|---|--------------------------------------|-----------------------|-----------------|---------------------|----------------------------------|--|---|--|
| | несучі елементи будівлі (стіни, колони) | зовнішні несучі стіни | перекриття міжповерхові (у тому числі горищі та над підвалом) | Елементи безгорищних покриттів | | Сходові клітини | | протипожежні стіни та перекриття | Огороджувальні конструкції ліфтових шахт | Огороджувальні конструкції шахт пожежних ліфтів | Огороджувальні конструкції комунікаційних шахт |
| | | | | настили (у тому числі з утеплювачем) | Ферми, прогоны, балки | Внутрішні стіни | Марші та майданчики | | | | |
| до 100 м | r 180 | reI 60 | r180 EI 120 | reI 120 | r180 | rEI 180 | r 60 | reI 180 | reI 90 | reI 120 | reI 60 |
| більш 100 м | r 240 | reI 60 | r240 EI 180 | reI 180 | r240 | r 240 EI 180 | r 60 | reI 240 | немає даних | | |

Вогнестійкість будівлі називають здатність будови зберігати свої технічні властивості під дією високих температур. На вогнестійкість будь-якої будови впливають такі параметри як наявність теплоізоляції, здатність опорних конструкцій підтримувати високі температури, стійкість тих чи інших

технічних елементів будівлі до вогню і так далі.

Кожна будова має різну вогнестійкість, а будь-яка споруда може бути віднесена до 1 з 8 класів вогнестійкості в залежності від того, з яких матеріалів виконано будову.

При оцінці вогнестійкості також враховуються деякі допоміжні параметри (стан несучих конструкцій, стан сходових клітин, наявність у приміщенні різних вибухонебезпечних матеріалів тощо). Будова має відповідати своєму класу вогнестійкості, а порушення цього правила передбачено державне покарання.

Висновок першого розділу:

Виходячи з усього перерахованого вище, можна зробити певні висновки: що в будь-якому випадку при дії вогню що страждає не тільки майно, але конструктивні елементи будівель і споруд. Багато чого залежить від самої пожежі, його категорії, тривалості, і джерела займання. Найзгубнішим для несучих конструкцій є температура загоряння. Так як за перевищення перевищення температури 500°. Починається руйнація в'язкої речовини, тобто цементу.

Руйнування бетону відбувається поступово, з розтріскуванням та відшаровуванням матеріалу завдяки внутрішній напрузі. Руйнування несучих конструкцій не відбувається миттєво, але внаслідок впливу високих температур на залізобетонні конструкції не проходить безслідно. Бетон добре пручається температурним впливам, що дає свою чергу час для евакуації людей, що знаходяться в будівлі. Але подальша експлуатація будівель та споруд - стоїть під питанням, і потребує детального та чіткого обстеження.

РОЗДІЛ 2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

2.1 Оцінка пошкоджень бетонних конструкцій після пожежі.

Під час пожежі бетонні конструкції поводяться в більшості випадків дуже добре. Тому ремонт пошкоджених конструкцій може мати економічний інтерес, оскільки можна уникнути витрат на знесення та відновлення, а будівлю можна повторно використовувати швидше. [1.a.i.8]

Щоб оцінити залишок несучої здатності науково обґрунтованим способом, необхідна інформація про розподіл температури всередині бетонного елемента та властивості залишкового матеріалу як бетону, так і сталі. Але, принаймні, не менш важливим є фундаментальне уявлення про те, як бетонна конструкція може вести себе під час циклу опалення, оскільки непрямі дії через термічні обмеження можуть статися і викликати значні тріщини. [1.a.i.8]

Ці ефекти слід помітити під час візуального огляду конструкції, однак тріщини, утворені внутрішніми термічними обмеженнями, не видно з поверхні бетону. [1.a.i.8]

В цій дипломній роботі наводяться фундаментальні знання про вплив нагрівання та охолодження на міцність бетону на стиск. Обговорюються інструменти діагностики для отримання розподілу температури, особливо поблизу арматури. [1.a.i.8]

Ці методи засновані на фізико-хімічних перетвореннях цементної матриці та агрегатів, які відбуваються під час нагрівання. Для визначення впливу теплових обмежень на поведінку конструкції проілюстровано методологію, засновану на методах скінченних елементів. [1.a.i.8]

Довговічність бетонних конструкцій сьогодні є важливою соціальною та екологічною темою, а також безпека проти пожежі. Що стосується пожежі, то можливі два варіанти забезпечення довговічності. [1.a.i.8]

По-перше, конструкція може бути спроектована більш адекватно з огляду на ушкодження від пожежі (тобто проект на основі продуктивності). [1.a.i.8]

Поліпшити склад бетону можна за допомогою поліпропіленових волокон, цементних сумішей або вогнетривких заповнювачів. [1.a.i.8]

Крім того, можна надати більше посилення в місцях, де очікуються серйозні пошкодження через дії термічних обмежень або вибухових відколів. [1.a.i.8]

По-друге, конструкцію можна відремонтувати після пожежі. Бетонні конструкції поводяться в більшості випадків дуже добре. Таким чином, ремонт пошкоджених конструкцій може мати не тільки соціальний, а й економічний інтерес, оскільки можна уникнути витрат на знесення та відновлення, а будівлю можна повторно використовувати швидше. [1.a.i.8]

В цій роботі досліджуються три аспекти, які забезпечують необхідні та фундаментальні наукові знання для систематичної оцінки збитків від пожежі. [1.a.i.8]

- *розробляються методики для оцінки історії температури відкритих бетонних елементів.*
- *виконуються експериментальні програми для моделювання втрати механічних властивостей як функції температури.*
 - *проілюстровано переваги передових методів розрахунку для оцінки залишкової несучої здатності бетонних конструкцій.* [1.a.i.8]

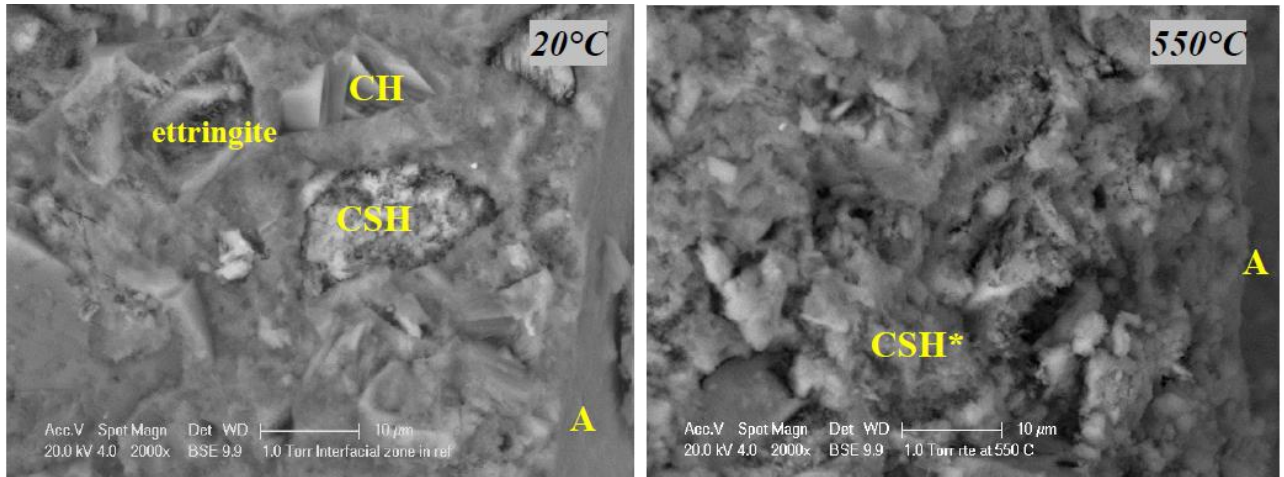
2.2 Фізико-хімічні перетворення бетону:

Бетон складається з заповнювачів, які закладені в цементну матрицю, яка складається з продуктів гідратації, таких як етрінгіт, портландит (**CH**) і гідрати силікату кальцію (**CSH**). Всі ці компоненти постраждали від взаємодії з вогнем. [1.a.i.8]

У процесі дисоціації цементної матриці переважає зневоднення вільної та зв'язаної води, що призводить до розпаду етрінгіту при температурі приблизно 70°C і портландиту при температурі вище 450°C. Фази CSH є більш стабільними під час пожежі, хоча вони страждають від різних перетворень і повністю розпадаються приблизно при 800 °C. Ці процеси дисоціації

створюють додатковий поровий простір у цементній матриці. [1.a.i.8]

На малюнку показано збільшення межфазної зони бетону, виготовленого з портландцементу, знятого за допомогою електронного мікроскопа. [1.a.i.8]



Мал. 2.2.1 Поверхнева зона при температурі навколишнього середовища та нагріта до 550°C (CH = портландит, CSH = гідрати силікату кальцію, CSH = CSH, змінений вогнем, A = агрегат).*

На зображенні зліва показано непрогрітий бетон, з якого можна спостерігати продукти гідратації. З іншого боку, справа бетон розігрівається до 550°C, і тому залишається тільки CSH. Збільшення пористості виявляється зі збільшенням кількості чорних плям. Ці чорні плями відповідають місцям, де раніше були еtringіт і портландит. [1.a.i.8]

Також карбонати страждають від пошкоджень внаслідок пожежі.

Кремнієві карбонати забарвлюються в червоний колір внаслідок окислення оксидів заліза при 300<350°C, тоді як при 573°C кварц зазнає ендотермічного кристалічного $\alpha > \beta$ фазового перетворення. Вапняні заповнювачі мають кращу вогнестійкість зі стабільністю до 700°C, де вони втрачають міцність внаслідок декарбонізації. [1.a.i.8]

Після пожежі можлива гідратація негідратованих частинок цементу, які тепер доступні для вологи через підвищену пористість. Цей процес може призвести до обмеженого відновлення сил. Більш важливим є портландит, що утворився в результаті хімічної реакції доступного оксиду кальцію з водою,

оскільки ця реакція є експансивною і призводить до додаткової втрати міцності протягом перших тижнів після пожежі. [1.a.i.8]

2.3 Тріщино-утворення в бетоні, викликані вогнем.

Коли бетонна конструкція піддається впливу вогню, можуть утворитися різні види тріщин: [1.a.i.8]

- *По периметру заповнювачів утворюються тріщини через різницю теплового розширення заповнювачів і цементної матриці. [1.a.i.8]*
- *Бетон, і арматура страждають від втрати міцності та жорсткості під час нагрівання при високих температурах, що призводить до втрати несучої здатності. Ця втрата може призвести до серйозного розтріскування конструкції. [1.a.i.8]*
- *Через низьку електропровідність бетону існує тепловий градієнт по товщині бетонного елемента. В результаті зовнішні шари бетону розширюються більше, ніж внутрішні. Таким чином, внутрішні шари будуть стримувати розширення зовнішніх шарів, що призведе до тріщин в бетонній масі, які не видно з поверхні бетону. Такий малюнок тріщин може стати підводним каменем при оцінці залишок несучої здатності. [1.a.i.8]*
- *Бетонні елементи піддаються непрямим діям, таким як осьові сили і моменти, коли їх деформація стримується іншими частинами конструкції. Через це обмеження можуть утворитися структурні тріщини. [1.a.i.8]*
- *На з'єднання між бетонними елементами також впливають непрямі дії, викликані обмеженням теплового розширення, і можуть призвести до утворення тріщин. [1.a.i.8]*
- *Подібні дії відбуваються на фазі охолодження, що може призвести до додаткового розтріскування [1.a.i.8]*

Інформація про розтріскування має важливе значення для проектування на основі продуктивності, а також для ремонту після пожежі. Тому важливо враховувати описані ефекти на етапі проектування та при оцінці після пожежі.

[1.a.i.8]

2.4 Методи оцінки впливу пожежі на залізобетоні конструкції.

Вивчаються різні методики оцінки втрати міцності бетону після пожежі.

Ці методи можуть мати прямий зв'язок з механічними властивостями (UPV та відскоку молотка Шмідта) та/або вивчаються щодо досягнутої температури (пористість, колір та петрографія). Тоді втрату міцності можна знайти за кривими деградації як функцію температури. [1.a.i.8]

Першу групу прийомів можна використовувати неструктурно, надаючи додаткову інформацію для візуального огляду. Вони використовуються для сканування сильно пошкоджених зовнішніх шарів бетону на твердість поверхні. З виявлених пошкоджених зон можна пробурити керни для подальшого дослідження в лабораторії. На підставі результатів випробувань молотка відскоку Шмідта запропоновано зниження поверхневої твердості до 85% від початкової величини як початок пошкодження вогнем для кремнеземистого бетону. [1.a.i.8]

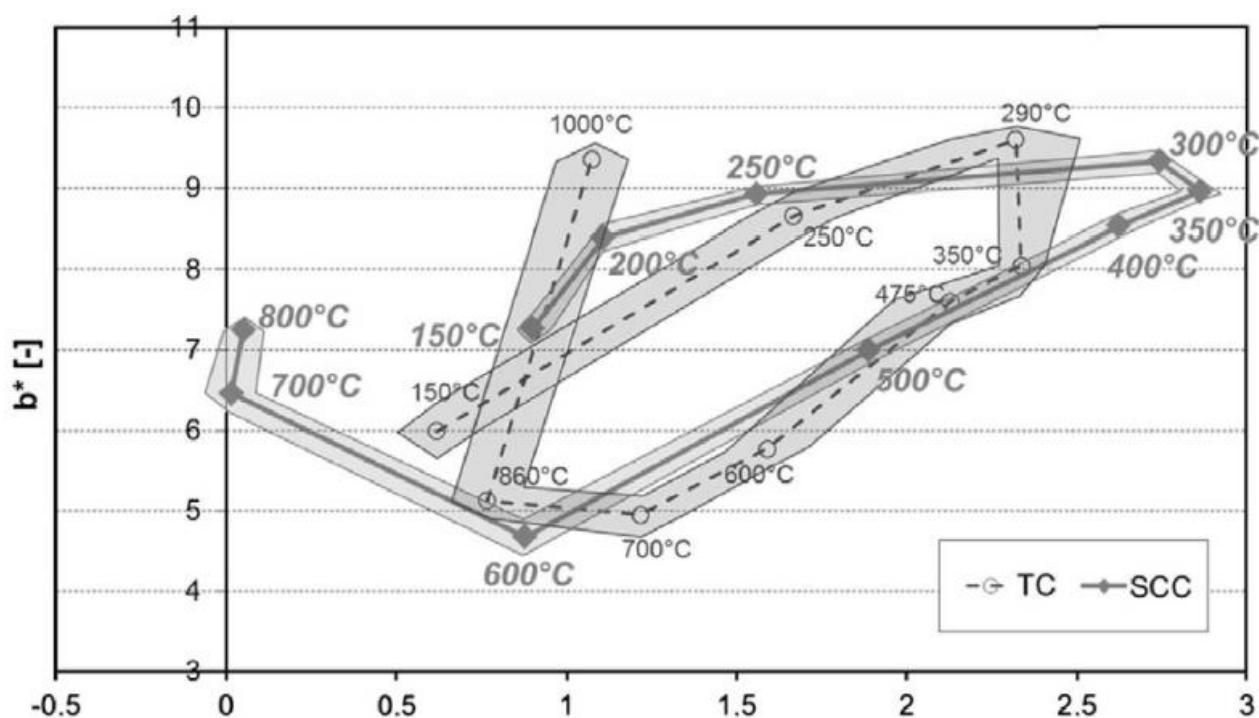
Збільшення пористості з температурою досліджують за допомогою планшетного сканера. Цей метод чутливий до налаштувань сканера та інтерпретації дослідника. Дуже дешевим і більш об'єктивним методом є вимірювання водопоглинання після занурення зразків під воду. [1.a.i.8]

Випробування на занурення у воду проводять відповідно до **NBN B15-215**, що є стандартним випробуванням для визначення внутрішніх транспортних властивостей бетону при температурі навколишнього середовища. У лабораторії є база даних, що складається з результатів випробувань для великої кількості типів бетону. [1.a.i.8]

Оскільки виявляються відмінності залежно від складу бетону, може знадобитися калібрування значень пористості за допомогою нагрівання свердлих на місці зразків. Як правило, збільшення водопоглинання вище приблизно 5% вказується як початок пошкодження внаслідок пожежі. [1.a.i.8]

Зміну кольору можна виміряти за допомогою спектрофотометра. Цей пристрій фіксує колір незалежним від пристрою способом і його легко використовувати як в лабораторії, так і в дослідженнях на місці. [1.а.і.8]

З підвищенням температури колірний шлях виявляється в колірному просторі CIE Lab, який має форму еліпса [2, 3]. Рисунок 2 ілюструє для традиційного та самоущільнюваного бетону. [1.а.і.8]



Мал:2.4.1 Графічні криві як функція температури полірованих зразків традиційного бетону (TC) та самоущільнюваного бетону (SCC).

Колір цементної матриці змінюється від сірого при температурі навколишнього середовища до червоного між **300-600 °C**, білувато-сірого біля **600-900°C** і блідо-жовтого при **900-1000°C** забарвлення зразків, також змінюється в залежності від температури. Проте існує відмінність між кремнеземистими і вапняними заповнювачами. [1.а.і.8]

Кремнієві заповнювачі мають широке поширення кольорів при температурі навколишнього середовища. [1.а.і.8]

При нагріванні вони можуть мати різні кольори в залежності від їх

складу. [1.a.i.8]

Однак більшість з них рожевіє з підвищенням температури через окислення наявних оксидів заліза. З іншого боку, досліджені вапняні заповнювачі забарвлюються в чорний колір при температурі навколишнього середовища і помітно змінюються лише при близько 700°C , де вони стають білими внаслідок декарбонізації. [1.a.i.8]

Щоб мінімізувати розповсюдження кольорів, агрегати чорніють перед вимірюванням. [1.a.i.8]

Петрографія цікава тим, що безпосередньо видно різні фізико-хімічні перетворення, що дозволяє визначити розташування різних ізотерм. За допомогою стереомікроскопа вже можна виявити різні ознаки. [1.a.i.8]

При необхідності більш детальну інформацію можна отримати при дослідженні тонких зрізів під поляризаційним і флуоресцентним мікроскопом або за допомогою електронного мікроскопа. [1.a.i.8]

2.5 Властивості залишкових матеріалів.

Другий аспект стосується погіршення механічних властивостей бетону після пожежі. На залишок міцності бетону на стиск впливають різні параметри. Що стосується складу бетону, то рекомендується використовувати вогнетривкі заповнювачі та використовувати суміші цементів. [1.a.i.8]

Додавання пуццоланових матеріалів підвищує вогнестійкість, оскільки кількість портландиту в процесі гідратації замінюється більш термічно стабільними фазами. Як правило, втрата міцності спостерігається приблизно при 100°C , після чого міцність відновлюється приблизно при 200°C . [1.a.i.8]

Однак вище 300°C міцність знижується через подальші процеси розпаду цементної матриці та заповнювачів. [1.a.i.8]

Найважливішими факторами впливу є швидкість охолодження, спосіб і тривалість зберігання після охолодження та наявність зовнішнього навантаження. Швидке охолодження за допомогою занурення у воду

призводить до додаткового утворення тріщин і, таким чином, втрати міцності через тепловий удар. [1.a.i.8]

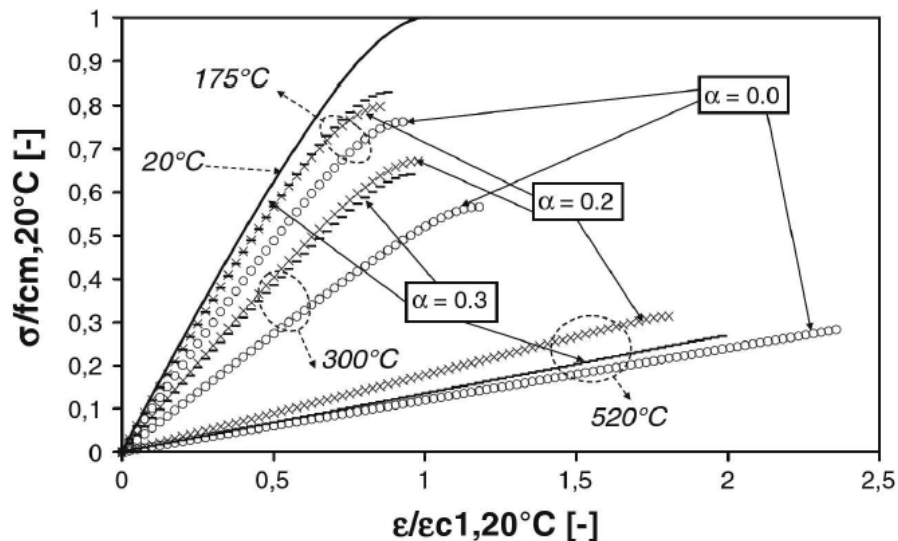
Під час експерименту виявлено втрати міцності до 30-35% Через подальший процес псування під час охолодження та подальшого зберігання міцність ще більше знижується протягом перших тижнів після пожежі. [1.a.i.8]

Втрати міцності на **15-30%** виявляються протягом перших **7-21** доби після нагрівання. Після цього міцність може відновитися, що відбувається швидше при зберіганні у воді. Однак це відновлення обмежене в порівнянні з повним відновленням, як зазначено в літературі. [1.a.i.8]

Крім того, застосування навантаження під час нагрівання вносить додатковий тип деформації в бетон, який називається перехідною деформацією. Залежно від співвідношення навантажень спостерігаються менші втрати міцності, що відповідають меншим рівням деформації. [1.a.i.8]

Модель конститутивної деформації для поведінки під час нагрівання та модель повної деформації після охолодження на основі моделі Sargin, наведеної в **EN 1992 1-1** отримані з урахуванням температури, рівня навантаження та в останньому випадку також зберігається після охолодження на повітрі. [1.a.i.8]

На малюнку показані адаптовані моделі Sargin для традиційного бетону, рівномірно нагрітого до **20, 175, 300 і 520°C** і витриманого під час нагрівання до різних рівнів навантаження, а саме **0, 20 і 30%** від початкової міцності. [1.a.i.8]



Мал.2.5.1 Модель напруження-деформація для традиційного бетону, нагрітого під навантаженням і після 7 тижнів зберігання після охолодження.

2.6 Залишкова міцність матеріалу.

Останній аспект стосується методів, які можна використовувати для розрахунку несучої здатності окремих елементів після впливу пожежі. [1.a.i.8]

Досліджено залишок несучої здатності невеликої попередньо натягнутої балки, що піддається впливу природного вогню з інтенсивністю, що відповідає кривій ISO 834. [1.a.i.8]

Після пожежі балка перевіряється на згин у лабораторії дослідження бетону Magne1. З балки беруться зразки для отримання як залишкових властивостей бетону, так і арматурних властивостей. Адекватне узгодження з експериментальним значенням знайдено при розрахунку несучої здатності, що залишилася, за методами, наведеними в **EN 1992 1-1**, і при врахуванні вимірних механічних властивостей після пожежі як бетону, так і арматури. [1.a.i.8]

Однак спрощений метод розрахунку (ізотерма 500°C відповідно до **EN 1992 1-2** дає також достатню згоду з експериментальними даними. Це дослідження було додатково розширено на інших плитах і балках, поданих на криву ISO 834. З цього Дослідження, здається, що до залишку потужності найкраще підійти, використовуючи ізотерму **450°C** замість **500°C** [1.a.i.8]

Помічено, що вибір використовуваного методу розрахунку впливає на

кількість необхідної інформації про температури, досягнуті всередині бетону, а також необхідну інформацію про залишок міцності бетону. При використанні методу ізотерми 500°C, наприклад, слід оцінювати лише температуру арматури та розташування ізотерми 500°C. [1.a.i.8]

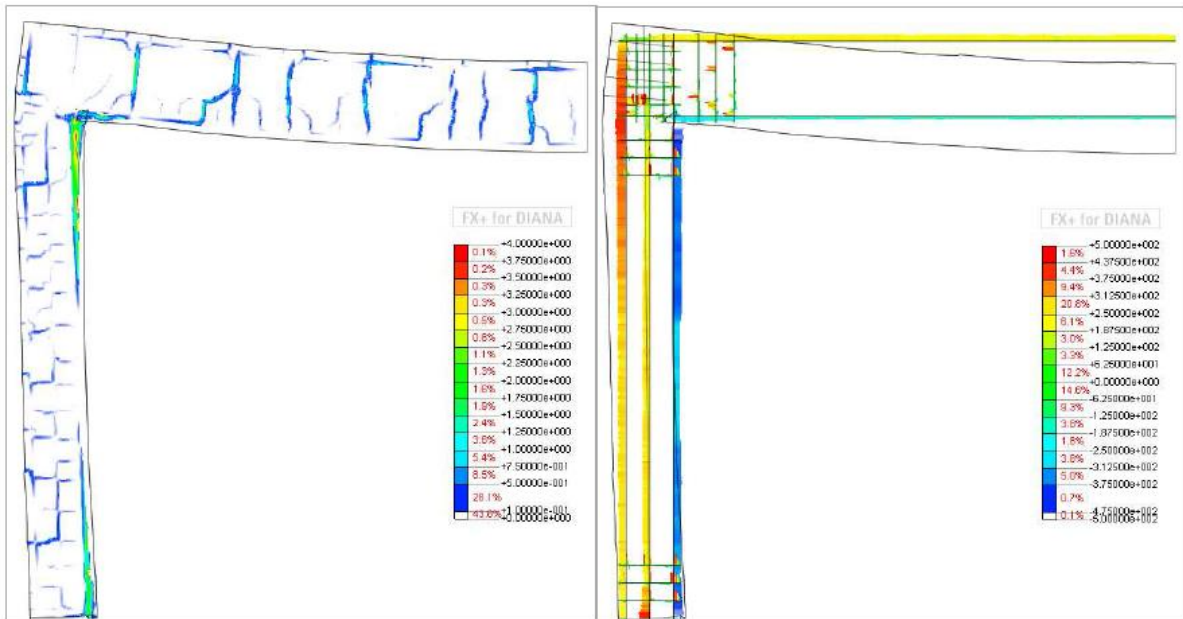
Розташування цієї ізотерми можна, наприклад, визначити за допомогою оптичного мікроскопа, оскільки при 450 μ° портландит зникає, а при 573°C спостерігається радіальне розтріскування кремнеземистих агрегатів. Крім того, цей метод враховує лише початкова міцність бетону, що легше, ніж оцінка додаткових втрат міцності при нагріванні, охолодженні та зберіганні після охолодження. [1.a.i.8]

Однак при використанні методів розрахунку, заснованих на більшій кількості ізотерм, потрібно більше інформації про знижену міцність бетону та історію температури. випадок для уточненого аналізу поперечних перерізів або складного аналізу на кінцевих елементах. [1.a.i.8]

Крім того, важливо враховувати загальну структурну поведінку і, таким чином, вплив термічних дій, що тримають. Як обговорювалося вище, ці обмеження можуть викликати утворення тріщин на з'єднаннях окремих елементів або в бетонній масі, які не видно зовні. [1.a.i.8]

Таке розтріскування може призвести до руйнування конструкції до того, як буде досягнута вогнестійкість, розрахована згідно з EN 1992 1, наприклад, руйнування на зсув у вершинах колон. Тому важливо вивчити глобальну структурну реакцію на пожежу як для проектування, так і для оцінки після пожежі. Внутрішні тріщини повинні бути розташовані і заповнені, наприклад, епоксидна смола для відновлення жорсткості. [1.a.i.8]

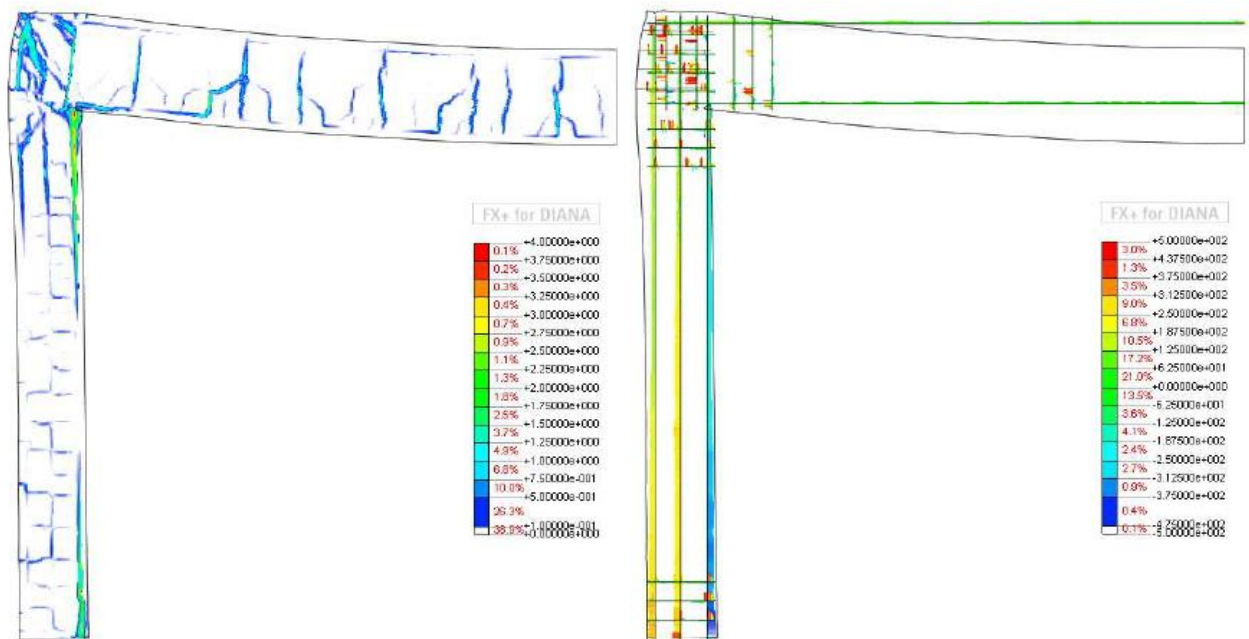
Вплив теплових обмежень на несучу здатність можна змоделювати методом скінченних елементів шляхом введення розроблених моделей матеріалів. Такий підхід може допомогти визначити місця прихованих тріщин. [1.a.i.8]



Мал. 2.6.1: Поведінка з'єднання колона-балка після 57 хвилин пожежі ISO 834: основні тріщини (ліворуч) і напруги арматури (праворуч).

На малюнку наведено, як приклад, результати термомеханічного розрахунку з програмним пакетом Diana типового з'єднання колона-балка, підданого 57-хвилинному вогню ISO 834. Розвиток тріщин видно зліва, тоді як напруження арматури подано праворуч. Товщина тріщин від 0,1 до 4 мм, більшість із них – від 0,1 до 0,5 мм. [1.а.і.8]

Зверніть увагу на наявність тріщин при вигині, які не поширюються на бетонну поверхню. Така поведінка пояснюється напруженнями стиску біля поверхні бетону, викликаними внутрішнім утриманням верхніх, більш холодних шарів бетону. На цій стадії пожежі арматура колона досягає межі текучості. [1.а.і.8]



Мал. 2.6.2: Поведінка з'єднання колона-балка після 58,5 хвилин пожежі ISO 834: основні тріщини (ліворуч) і напруження арматури (праворуч).

На малюнку показано поведінку конструкції після **58,5** хвилин впливу вогню. У лівому кутку в місці з'єднання балки і колони з'являється велика тріщина. Ця тріщина має ширину 2,5 мм, а потім збільшується приблизно до 7 мм. Завдяки цій тріщині відбувається перерозподіл зусиль і зменшуються напруження арматури. [1.а.і.8]

2.7 Лабораторне дослідження впливу вогню на бетон.

Було проведено експериментальне дослідження з метою оцінки різних методів оцінки деградації бетону після впливу пожежі. Використано два різні сценарії пожежі та дві бетонні суміші. Всього було виготовлено десять дослідних зразків, вісім з яких піддалися впливу вогню. Решта тестових зразків використовували як еталони. [1.а.і.9]

Оскільки всі методи, описані в дослідженні літератури, мають свої обмеження, коли потрібна детальна картина пошкодження поперечного перерізу, було випробувано абсолютно новий підхід. Записуючи поле деформації за допомогою системи камер на просвердленому керні з бетону, що

піддається пожежі, під час навантаження можна відстежувати картину деградації в поперечному перерізі. [1.a.i.9]

У експериментальному дослідженні цей новий метод порівнюють з більш традиційними методами, такими як молот Шмідта, ультразвукова швидкість імпульсу та мікроскопія. Усі вимірювання, окрім відскоку Шмідта, проводили на кернах, взятих із випробуваних зразків. [1.a.i.9]

Матеріали та зразки:

У цьому дослідженні мною був використаний типовий Український бетон **V25** від заводу м. Вишневе **ТОВ «Бетон від Ковальської»**. Крім того, була використана аналогічна бетонна суміш зі зменшеним розміром заповнювача. Такий вибір досліджуваного матеріалу дозволяє дослідити вплив розміру заповнювача на руйнування бетону, що піддається пожежі. [1.a.i.9]

Бетон містив поліпропіленові волокна (PP-волокно), щоб уникнути відколів на поверхні, що піддається вогню, оскільки дослідження поведінки бетону при відколюванні не входило в сферу дослідження. Суперпластифікатор був доданий для отримання хорошої оброблюваності бетону. [1.a.i.9]

Щоб мати можливість додати реалістичну кількість суперпластифікатора в бетон із зменшеним розміром заповнювача, водно-цементне співвідношення (w/c) було збільшено до 0,47.

Використані бетонні суміші наведено в таблиці нижче. Розмір заповнювача використовується для розрізнення двох сумішей, коли результати обговорюються нижче. [1.a.i.9]

Фракція заповнювача 0-8 мм використовувалася як природний пісок, що складається з частинок кварцу, польового шпату та уламків гірських порід гранітного складу. Польовий шпат часто був серицитовим і часто містив оксиди заліза, які давали червонуватий відтінок. Крім того, біотити мали сильний коричневий червонуватий колір. Частинки граніту часто містили сильно деформований кварц. Частинки діабазу та амфіболітів були присутні в невеликій кількості. [1.a.i.9]

Заповнювач розміром 8-16 мм складався з подрібнених частинок гранітного складу, переважно рівноважної текстури, але також більш деформованих різновидів. У деяких випадках польові шпати були серицитовими і в меншій мірі містили екс-розчини оксиду заліза. Колір біотитів був переважно зелений. [1.a.i.9]

| Серія | w/c | Гравій 0-8 мм [кг/м3] | Гравій 0-16 мм [кг/м3] | Вода [кг/м3] | Цемент СЕМ І [кг/м3] | Суперплас- тифікатор [кг/м3] | Кількість волокна [кг/м3] |
|-------|------|-----------------------------|------------------------------|-----------------|----------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| 0-16 | 0.45 | 898.5 | 863.3 | 180.9 | 402.8 | 0.16% | 1.0 |
| 0-8 | 0.47 | 1637.8 | - | 181.1 | 385.5 | 0.72% | 1.0 |

Таблиця 2.7.1 Бетонні суміші, використані в експериментальному дослідженні.

Десять зразків, по п'ять у кожній рецептурі, формували розміром: 600 × 500 × 200 мм³. Зразки витримували в приміщенні протягом 3-х місяців після формування. [1.a.i.9]

2.8 Температурний вплив на зразки.

Вогонь опромінення досліджуваних зразків проводили в невеликій печі, сконструйованій для випробувань на вогнестійкість, з площею впливу вогнем 500 × 400 мм. Детальну інформацію щодо конструкції печі можна знайти в стандарті випробувань SP Fire-119. Піч нагрівали газовим пальником, а температуру печі вимірювали за допомогою екранованої термопари Ø 1 мм. [1.a.i.9]

Плити піддалися вогню лише знизу. М'яка термостійка ізоляція була розміщена на верхніх краях печі перед монтажем бетонних плит. Приблизно 50 мм окружності плит підтримували краї печі і тому не піддавалися впливу вогню. [1.a.i.9]



Мал. 2.7.1 Невелика піч з тестовим зразком зверху.

В моєму дослідженні використані два сценарії пожежі:

- *стандартне час-температурне затвердіння, описане в ISO 834-1,*
 - *температурна динаміка, яку далі називають (повільним нагріванням) від 10 °C/хв до максимальної температури 1000 °C.*
- [1.a.i.9]

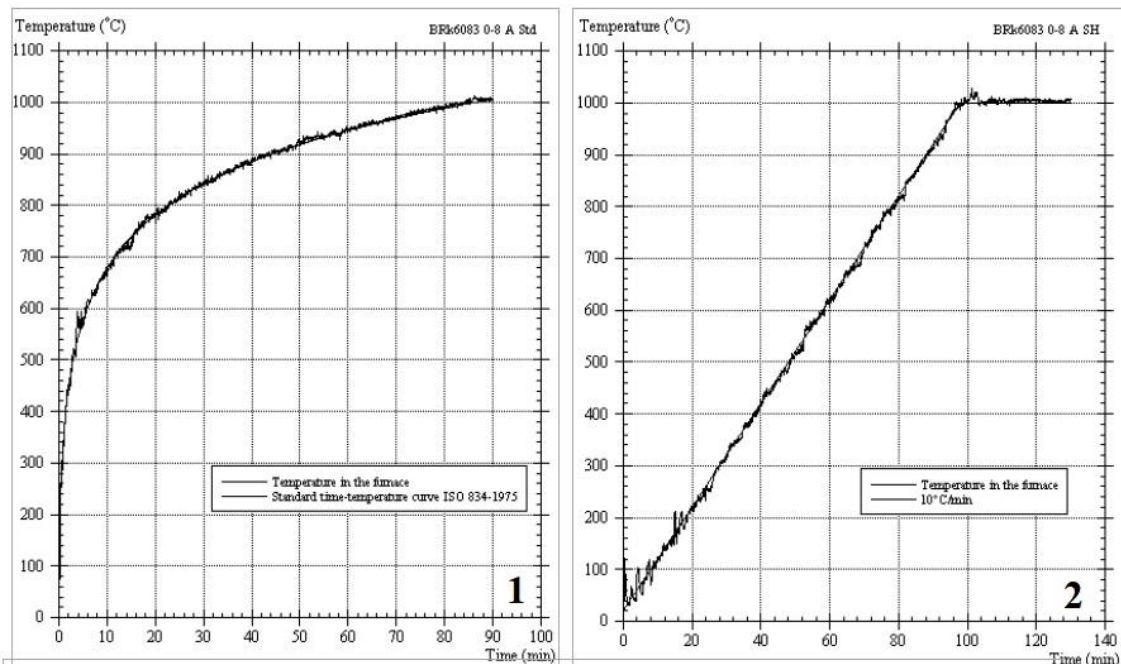
Вибір цих двох сценаріїв теплового впливу дозволив дослідити, як історія температури вплинула на спад міцності. П'ять термопар попередньо встановили в центрі плити і на глибині 10, 30, 45, 80 і 120 мм відповідно.

[1.a.i.9]

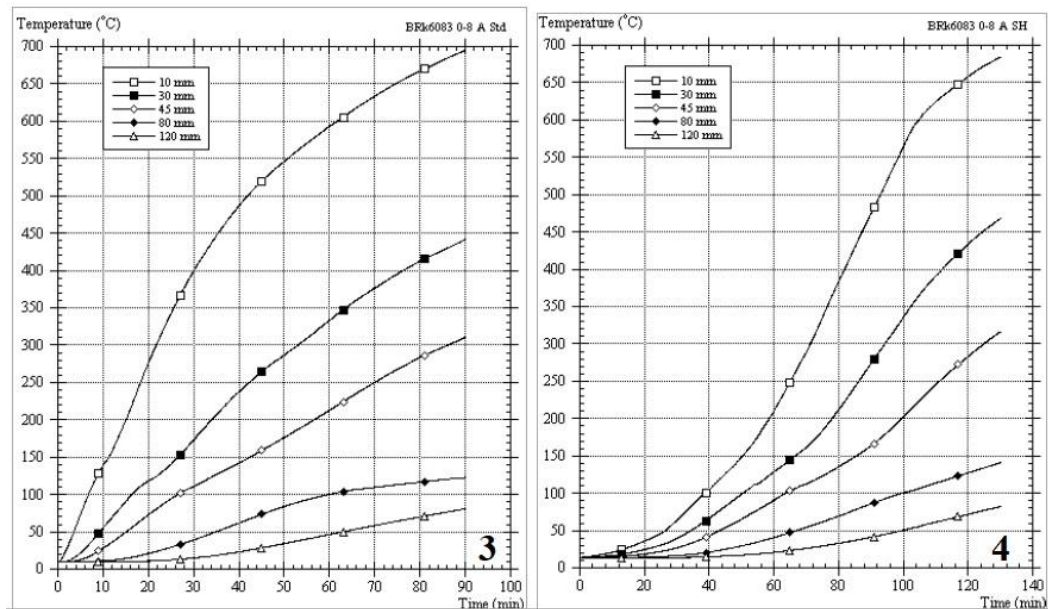
Це дозволило відстежувати температури *на різних глибинах* під час випробування та визначати деградацію спаду міцності як функцію температури. Тривалість двох різних сценаріїв нагрівання була обрана для досягнення однакового рівня температури на відстані 45 мм від поверхні, що піддається вогню. [1.a.i.9]

Після оцінки шляхом розрахунку температури на цьому рівні тривалість стандартного сценарію час-температура була встановлена на **90 хвилин**, а тривалість сценарію повільного нагрівання – **130 хвилин**. [1.a.i.9]

Це дало температуру приблизно **310 °C** на позиції **45 мм** на завершення обох сценаріїв пожежі. Приклади температури в печі та вимірної температури всередині досліджуваних зразків показані на малюнках.. [1.а.і.9]



Графік – 1 Стандартна крива часу-температури та фактична температура в печі. **Графік – 2** Крива повільного нагрівання та фактична температура печію



Графік – 3 Температура всередині досліджуваного зразка, 0-8 A Std B)

Графік – 4 Температура всередині досліджуваного зразка, 0-8 A Ш.

У поздовжньому напрямку до плит було додано одновимірне навантаження на стиск. Дві жорсткі балки були розміщені на коротких сторонах плит і були притиснуті до плити двома болтами до рівня

навантаження 2 МПа. [1.а.і.9]

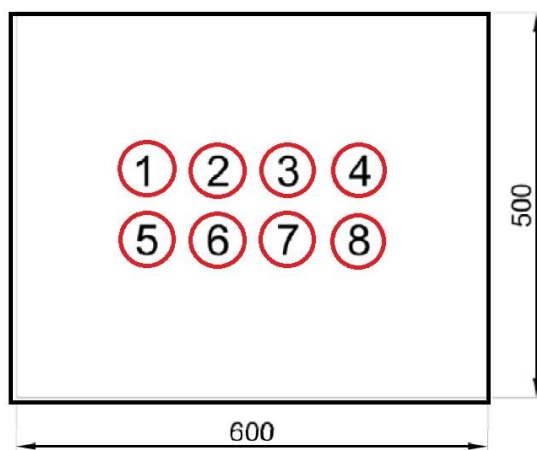
Відразу після закінчення вогневипробувань плити виймали з печі і охолоджували при кімнатній температурі. [1.а.і.9]

2.9 Відбір проб для стиску.

Через 2 тижні після випробування вогнем твердість поверхонь випробуваних зразків оцінювали за допомогою молотка Шмідта. Згодом 8 кернів (діаметром 60 мм) були просвердлені з кожної плити.. Шляхом свердління з боку випробуваних зразків, що піддається вогню, пошкодження слабкої поверхні було зведено до мінімуму. [1.а.і.9]

Далі сердечники були використані в експериментальному дослідженні різних методів оцінки, як показано в Таблиці - . Поверхневий шар, 10 мм, на стороні, що піддається вогню, був відрізаний на сердечниках, призначених для механічного випробування. [1.а.і.9]

Потім ці керни були розрізані до довжини приблизно 127 мм. Відкрити вогню сторону сердечників потім стругали на фрезерному верстаті. Для отримання довжини сердечника 122,5 мм неекспонована сторона сердечника була відрегульована і спланована на фрезерному верстаті. [1.а.і.9]



Мал. 2.7.2 Розташування кернів виризованих с плити.

2.10 Випробування кернів молотком Шмідта.

Перед випробуванням на вогонь і приблизно через 2 тижні після випробування зразки досліджували за допомогою відскоку Шмідта. Щоб

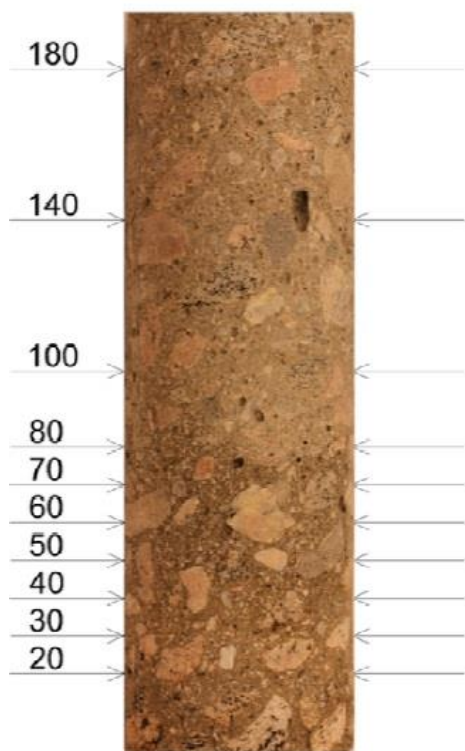
уникнути перешкод під час вимірювань, тестові зразки закріплювали на жорсткій конструкції. На вертикально орієнтованій вогневій поверхні нанесено сітку з 50 мм між вертикальними та горизонтальними лініями. Число відскоку реєструвалося в кожній точці, загалом 99 точок вимірювання на досліджуваний зразок. При порівнянні показань, знятих до і після опромінення вогню, показаннями, знятими на відстані 50 мм від країв, знехтували, щоб уникнути граничних ефектів. [1.a.i.9]

2.11 Випробування кернів методом ультразвуку.

Час пропускання ультразвуку був встановлений через коли від нерозширених дослідних зразків і випробуваних зразків, підданих впливу вогнем. Часи передачі ультразвукового імпульсу були встановлені в радіальному напрямку сердечників на розставаннях 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100, 140 і 180 мм від вищеупомянутого місця, як показано в зображенні. були не зроблені ближче не більше 20 мм від ступеня до розрядних ефектів. [1.a.i.9]

Впереді відправлення імпульсів через серцевини шар контактного желе був розміщений у всіх точках вимірювання. Перед тем, як вимірювати передачу і отримувати головку, притискали до сердечників вручну. [1.a.i.9]

Швидкість ультразвукового імпульсу в цьому дослідженні не розраховувалась, натомість порівнювалися часи передачі ультразвукового імпульсу для різних сценаріїв. Вимірювання проводилися ультразвуковим тестером **AU2000**. [1.a.i.9]



Керн після вогню



Контрольний зразок

Мал.2.7.3 Дослідження зразків ультразвуком.

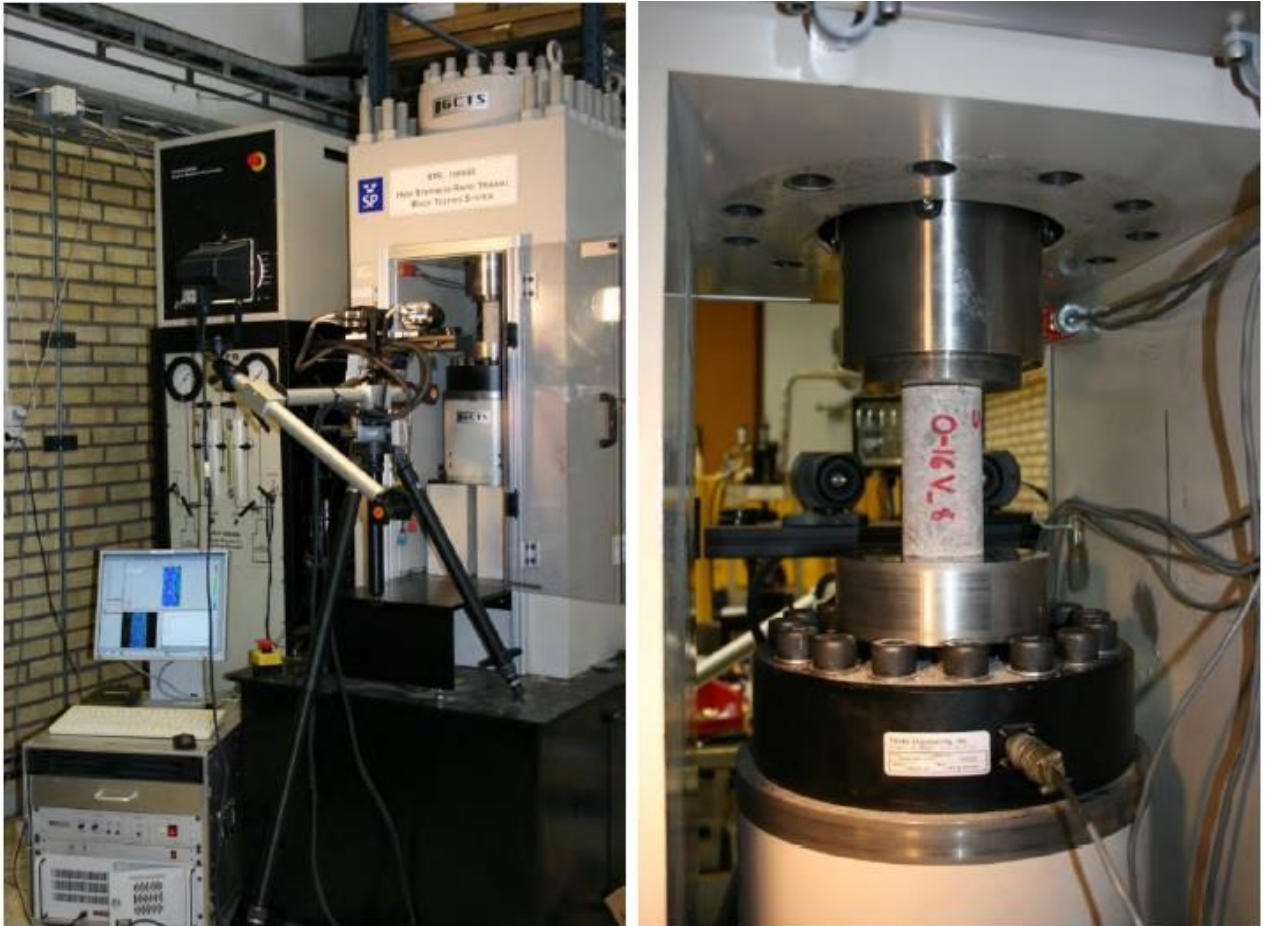
2.12 Випробування зразків на пресі.

Випробування на одноосному згортанні просверлених бетонних стержней були проведені на сервогідравлічній випробувальній машині GCTS з максимальною навантажувальною здатністю 1,5 МН, см. . Нагрузочная рама відрізняється високою жорсткістю і швидкодіючим приводом. [1.a.i.9]

Випробування проводилися під контролем навантаження при швидкості напруги **12МПа/хв.** Осьове навантаження реєструвався датчиком навантаження, а осьове переміщення осьового приводу реєструвався **LVDT**, підключеним до високошвидкісного реєстратора даних. Похибка вимірювання навантаження менше 1%. [1.a.i.9]

Для кожного з кернів, що були під впливом температури, три етапи навантажували до відмови, а один керн навантажували до 20 МПа і потім розвантажували. Останій керн потім додатково аналізували за допомогою ультразвукового методу. Для неекспонованих пластин чотири ядра були завантажені до відмови. Діаметр сердечника становив від 59,8 до 60,6 мм, висота серцевини – від 122,2 до 122,7 мм. [1.a.i.9]

Перші 10 мм просвердлені керни були вилучені через сильні пошкодження вогнем. Торцева поверхня активної зони, найближча до пожежі, або відповідна поверхня житлових приміщень, що не вибухнули, була навпроти нижньої навантажувальної плити. Під час натягу контролюють поле деформації на поверхні серця шляхом вимірювання деформації в повному полі. [1.a.i.9]



Мал. 2.7.4 експериментальна випробувальна установка з оптичною вимірювальною системою (дві камери).

2.13 Результати тесту відскоку молотка.

Виміряні числа відскоку до і після впливу вогню наведені на рисунках 27 і 28. Як показано на діаграмі, зниження числа відскоку становить приблизно 30% для бетону з розміром заповнювача 0-16 мм і приблизно на 25% для бетону з розміром агрегату 0-8 мм. [1.a.i.9]

Між різними сценаріями нагрівання виявлено менші розбіжності, і виявляється, що на спад числа відскоку більше впливає розмір агрегату, ніж термічний вплив. [1.а.і.9]

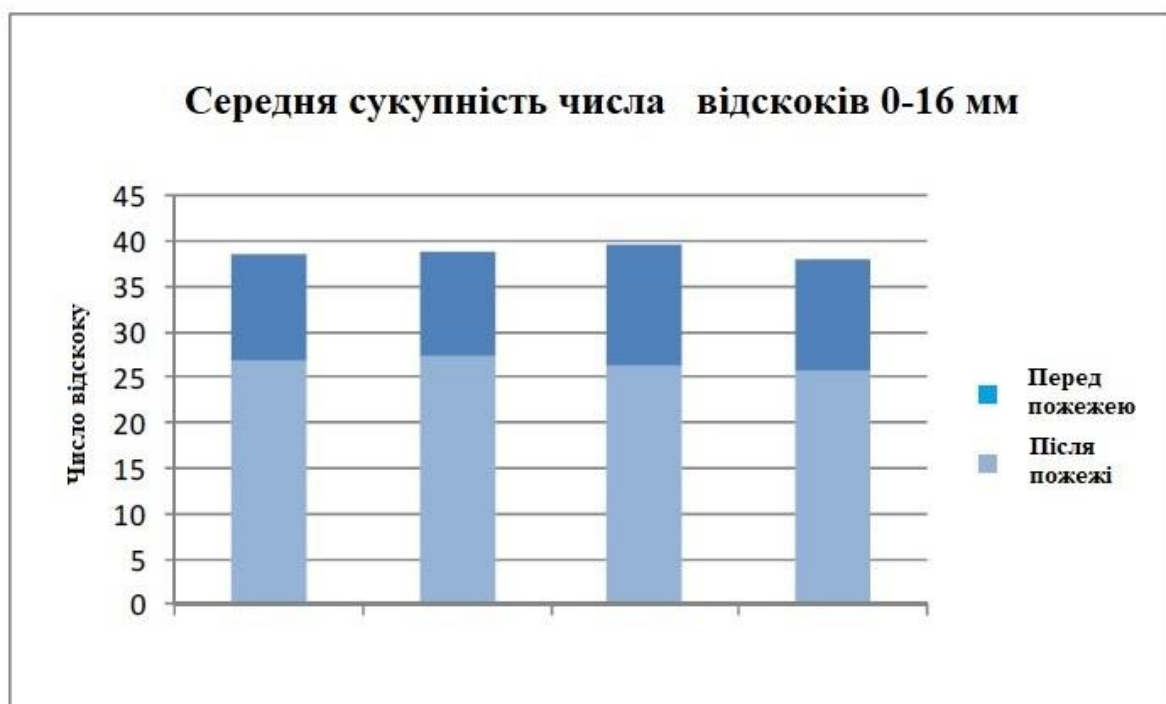


Табл 2.7.2 Середнє число відскоку до і після пожежі для бетонної суміші, що містить заповнювач розміром 0-16 мм.

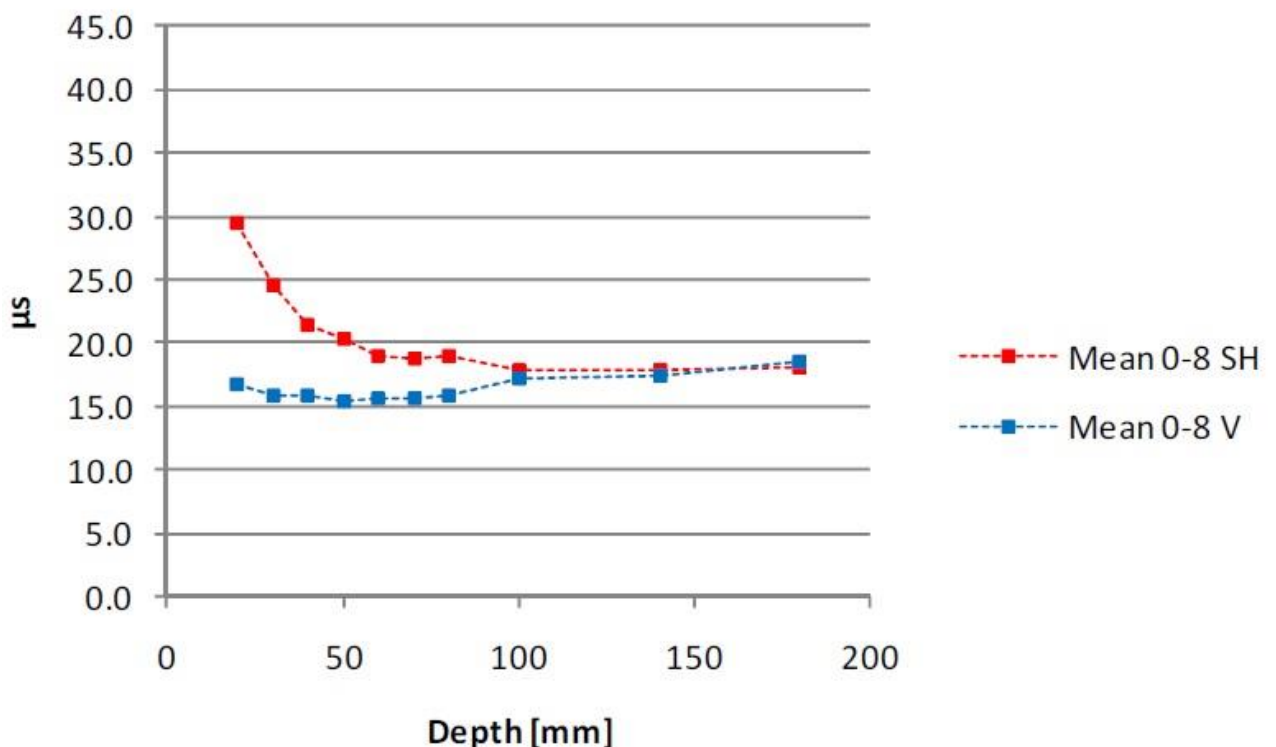


Табл 2.7.3 Максимальна, мінімальна та розрахована медіана після пожежі.

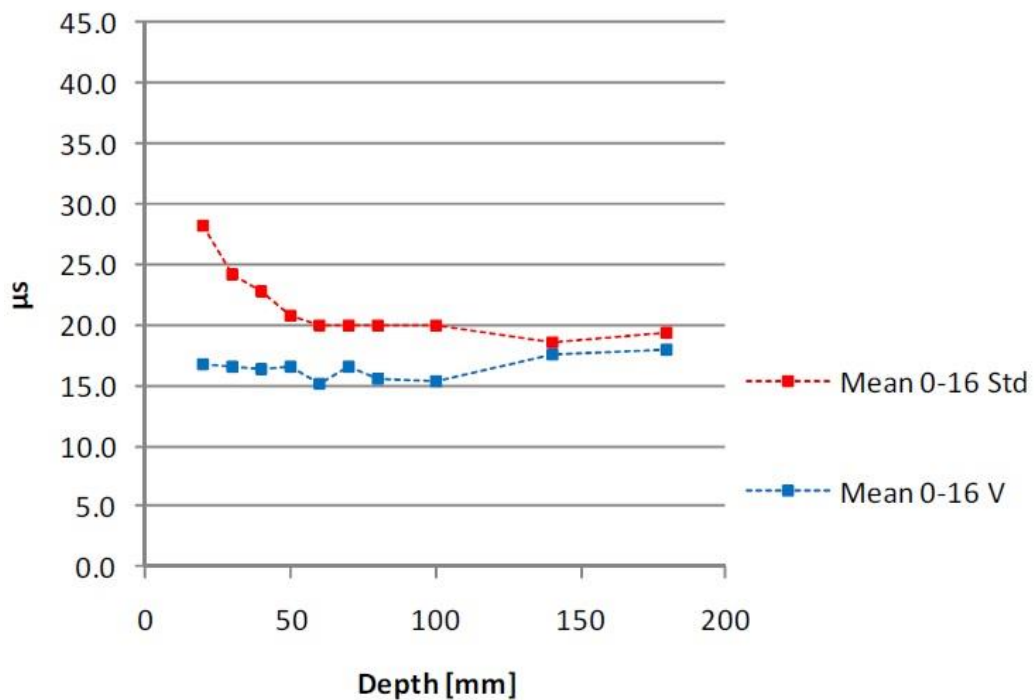
2.14 Вимірювання міцності ультразвуковим методом.

Результати випробувань, отримані під час вимірювання часу пропускання ультразвукового імпульсу через сердечники, взяті з плит, наведені на діаграмі - 2.7.4 та діаграмі - 2.7.5. Час передачі ультразвукового імпульсу вимірювали в радіальн.ому напрям.ку в кернах на різній глибині від відкритої сторони. У разі поверхневих пустот на глибині вимірювання кут вимірювання (відрахований від осі серцевини) був обраний, щоб уникнути цих пустот. [1.a.i.9]

На неекспонованій стороні початкового сердечника та відкритого сердечника показання майже однакові. Як правило, погіршення часу передачі через ядра, які піддаються дії стандартної кривої час-температура, дещо вище. Вимірювання каліброваного зразка для ультразвукового тестера AU2000 були зроблені перед вимірюванням сердечників. [1.a.i.9]



Діаграма 2.7.4. Час передачі ультразвукового імпульсу для середнього значення 0-8 Sh і середнього неекспонованого 0-8 Sh



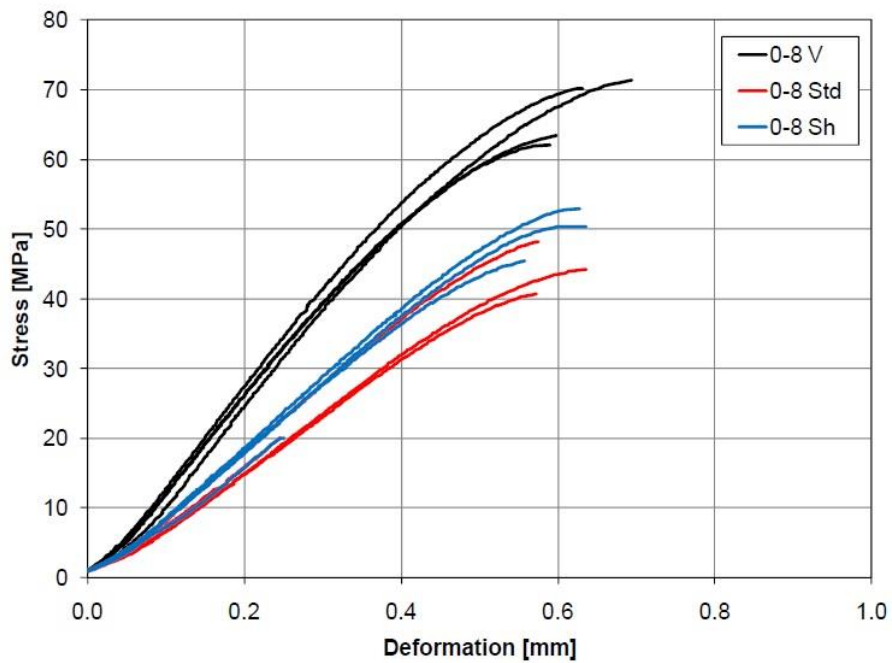
Діаграма 2.7.5 Час передачі ультразвукового імпульсу для середнього значення 0-16 Std і середнього неекспонованого 0-16 Std.

2.15 Результати випробувань на пресі.

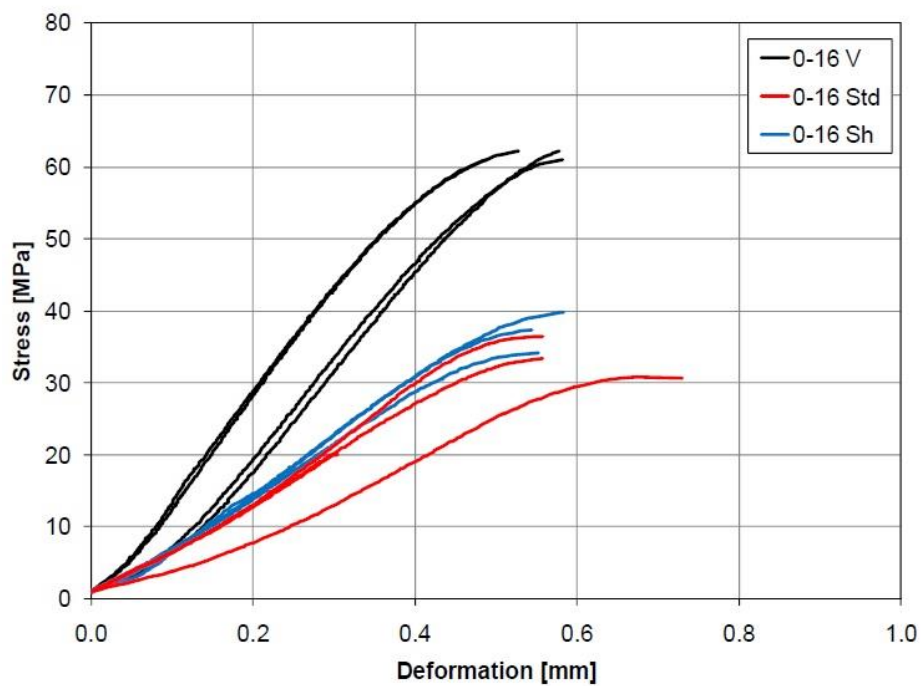
На діаграмах 2.7.7 та 2.7.8 показані результати випробування на стиск у вигляді осьової напруги стиску проти переміщення осьового приводу. Як і очікувалося, вогнезахисні зразки демонструють меншу жорсткість і нижчу граничну міцність на стиск порівняно з неекспонованими еталонними зразками. [1.a.i.9]

Для бетону з розміром заповнювача 0-16 мм міцність плит, підданих стандартному вогню (Std), була знижена на 47 %, а для плит, що піддаються повільному нагріванню (Sh), зменшена на 40 %. Відповідні скорочення для бетону з розміром заповнювача 0-8 мм становили 34 % і 26 %. Це вказує на те, що максимальний розмір заповнювача і сценарій нагріву впливають на зниження міцності бетону. [1.a.i.9]

Підсумок випробувань на стиск наведено в таблиці 2.7.4 Відношення напруження-деформація окремих зразків. [1.a.i.9]



Діаграма 2.7.7 Порівняння напруження стискання та осьової деформації для зразків 0-8 В, 0-8 заповнювачем.



Діаграма 2.7.8 Порівняння напруження стискання та осьової деформації для зразків 0-16 В, 0-16 заповнювачем.

| Зразок | Діаметр (мм) | Висота (мм) | Вогонь | Тиск | Середній тиск (МПа) | Сила CV (%) |
|-----------|-------------------|------------------|--------|-----------------|--------------------------|------------------|
| 0-16V_3 | 60.3 | 122.4 | - | 62.2 | 61.6 | 1.2 |
| 0-16V_4 | 60.3 | 123.2 | - | 62.2 | | |
| 0-16V_5 | 60.3 | 123.2 | - | 61.2 | | |
| 0-16V_8 | 60.3 | 122.6 | - | 60.7 | | |
| 0-16Std_4 | 59.8 | 122.7 | std | 33.0 | 32.9 | 7.3 |
| 0-16Std_5 | 59.8 | 122.5 | std | 35.3 | | |
| 0-16Std_6 | 59.8 | 122.3 | std | 30.5 | | |
| 0-16Std_7 | 59.8 | 122.3 | std | - ²⁾ | | |
| 0-16Sh_2 | 59.8 | 122.4 | sh | 33.7 | 36.8 | 8.2 |
| 0-16Sh_3 | 59.8 | 122.4 | sh | 37.1 | | |
| 0-16Sh_4 | 59.8 | 122.2 | sh | - ²⁾ | | |
| 0-16Sh_7 | 59.8 | 122.5 | sh | 39.7 | | |
| 0-8V_4 | 60.3 | 122.4 | - | 71.1 | 66.8 | 7.1 |
| 0-8V_5 | 60.3 | 122.6 | - | 61.9 | | |
| 0-8V_6 | 60.3 | 122.5 | - | 63.5 | | |
| 0-8V_8 | 60.3 | 122.5 | - | 70.5 | | |
| 0-8Std_1 | 60.3 | 122.2 | std | 43.1 | 44.0 | 8.6 |
| 0-8Std_2 | 60.3 | 122.4 | std | 40.8 | | |
| 0-8Std_5 | 60.3 | 122.4 | std | 48.2 | | |
| 0-8Std_7 | 60.3 | 122.5 | std | - ²⁾ | | |
| 0-8Sh_1 | 60.3 | 122.5 | sh | 52.9 | 49.6 | 7.5 |
| 0-8Sh_3 | 60.3 | 122.4 | sh | 50.4 | | |
| 0-8Sh_6 | 60.3 | 122.4 | sh | - ²⁾ | | |
| 0-8Sh_7 | 60.3 | 122.5 | sh | 45.6 | | |

Табл 2.7.4 Підсумок результатів випробувань на стиснення.

Зниження жорсткості бетону можна розглядати як міру рівня пошкодження, викликаного підвищеною температурою. За допомогою сучасних оптичних вимірювальних систем можна отримати повну картину поля деформацій на поверхні зразка і таким чином вивчити локальні ефекти. У цьому дослідженні була використана методика оптичного вимірювання для кількісної оцінки того, як пошкодження бетону змінюються з віддаленістю від поверхні, що піддається вогню, шляхом аналізу зниження жорсткості вздовж циліндрів з порошковим бетоном. [1.a.i.9]

При оцінці фактичної бетонної конструкції, що піддається впливу вогню, часто важливіше визначити, наскільки глибоко в структуру, як можна вважати, постраждав бетон, ніж визначити фактичні значення жорсткості. [1.a.i.9]

Висновок другого розділу:

Достовірна оцінка наслідків пожежі важлива як з точки зору безпеки, так і з економічної точки зору. При оцінці з економічної точки зору необхідно враховувати вплив вогню на властивості, які впливають на довговічність та цілісність несучих конструкцій, при впливі високих температурах відбувається миттєве карбонізації, і великі мікротріщини і розплавлений поліпропілен можуть призвести до набагато більш проникної мікроструктури. У таких випадках поверхню необхідно відновити, щоб відновити довговічність матеріалу, хоча вогонь не постраждав на структурну функцію.

Щоб скласти більш детальну картину деградації в поперечному перерізі бетонних елементів, можна використовувати деякі більш досконалі методи. Як показано в дослідженні, існує безліч різних методів для більш детального вивчення деградації бетону як на місці, так і в лабораторії на пробурених кернах, на основі цього дослідження ми можемо побачити достовірні результати впливу високих температур.

Після оцінки залишкових властивостей матеріалу, тобто бетону та арматури, інженер-конструктор може провести оцінку конструктивної здатності. Інші параметри, такі як корозійна стійкість, морозостійкість та вогнестійкість у разі повторної пожежі, слід враховувати при оцінці можливості відновлення конструкції, а не знесення. Звернути увагу, що при ремонті армованої конструкції необхідно замінити пошкоджений або ослаблений бетон і ослаблену арматуру.

РОЗДІЛ 3. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Район будівництва

Проект будівництва адміністративного центру у м. **Ужгород** розроблено у відповідності з діючими, на час виконання дипломного проекту, нормами та правилами, згідно проектно-кошторисної документації.

Прийняті технічні рішення відповідають вимогам екологічних, санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших діючих норм і правил і забезпечують безпечну для життя і здоров'я людей експлуатацію об'єкта при дотриманні передбачених в проекті заходів.

При опрацюванні проектних рішень уточнювались та деталізувались питання в частині архітектурно-планувальних, об'ємно-просторових рішень та транспортно-пішохідній організації, а також попередня оцінка впливів даного об'єкту на оточуюче природне середовище, заходи щодо його охорони, попередні умови по інженерному забезпеченню об'єкту.

Проектом передбачено застосування нових матеріалів, виробів та конструкцій, зокрема іноземного виробництва, а також таких, що регламентовані національними стандартами, Державними будівельними нормами та правилами, іншими нормативними документами.

3.2. Генеральний план

3.2.1. Характеристика майданчика та району будівництва

Ділянка забудови розташована в північно-східній частині, на відстані майже 11км від центра міста. Згідно з класифікацією [1] ділянка відноситься до шостої зони містобудівної цінності ([1], дод.2.1, табл..1) і обмежена зі всіх сторін багатоповерховою житловою забудовою, і не межує з червоними лініями прилеглих вулиць.

На даний час ділянка зайнята недобудованою спорудою, котра використовується як підземний паркінг. На прилеглий в межах землевідводу території цінні зелені насадження на ділянці відсутні;- лише зі східної сторони є п'ять дерев, котрі передбачено зберегти.

Рельєф ділянки рівнинний, з коливанням абсолютних позначок в межах 103.00 – 103.60 м.

Геологічна будова ділянки характеризується заляганням (зверху вниз), суглинку. Ґрунтові води зустрінуті на абсолютній позначці 9.60м, на глибині 6,0 – 6,5м. від денної поверхні. Можливе сезонне підвищення рівня ґрунтових вод на 0,8м.

Дощова каналізація в прилеглому районі існує і може бути використана для відведення поверхневих вод.

3.2.2. Горизонтальне планування

Площа відведеної ділянки складає ~ 0,35га.

Розташування і конфігурація проектного будинку обумовлено конфігурацією існуючого паркінгу. Мінімальні відстані від проектного будівлі до існуючих сусідніх житлових будинків відповідає вимогам діючих нормативних документів.

В зв'язку з обмеженістю землевідведення, можливості розташування гостьової автостоянки відсутня.

3.2.3. Організація рельєфу

Абсолютна позначка підлоги проектного надбудови обумовлена позначкою +104.000 існуючого перекриття паркінгу. Рішення щодо вертикального планування прилеглої території обумовлені необхідністю ув'язки з існуючим рельєфом. Проектовані укоси на прилеглої території в межах землевідведення відсутні.

Відведення дощових поверхневих вод передбачено в основному по спланованій поверхні, на існуючі на прилеглої території проїзди.

3.2.4. Благоустрій та озеленення

Вільна від забудови і тротуарів поверхня складає лише 410 м². Розміщення існуючих кабельних мереж з північної і західної сторони проектованої будівлі обмежує можливості використання для зелених насаджень дерев та кущів. Тому проектом передбачено посадка лише 3-х дерев з південної сторони та 2 кущі біля головного входу з західної сторони. Крім того передбачено влаштування на незабудованій території партерного газону та квітників.

Біля кожного входу передбачена установка урн для сміття.

Для благоустрою прилеглої території передбачено влаштувати газон поза межами землевідводу з південної сторони, на ділянці, обмеженій існуючим та проектованим тротуаром.

3.2.5. Автомобільні дороги, проїзди та тротуари

Відстань до найближчої вулиці, по котрій рухається громадський автотранспорт складає 0,1 км.

Проектом не передбачено влаштування нових автопроїздів – використовуються існуючі, котрі є з західної, північної та східної сторони і достатні для господарських потреб та протипожежного обслуговування.

Влаштуванням тротуарів шириною 1,5 – 2,25 м передбачено з усіх сторін проектованої надбудови. Конструкція дорожнього покриття тротуарів прийнята для комфортних умов руху пішоходів:

- фігурні елементи мощення – 8 см;
- піщано-цементна суміш в співвідношенні 4/1 – 4 см;
- цементобетон марки В12,5 – 12 см;
- піщано-гравійна суміш – 15 см;

3.3. Архітектурні рішення

3.3.1. Загальна частина

Адміністративну будівлю в конструктивному відношенні вирішено в збірно-каркасній схемі, несучими елементами якої є залізобетонні конструкції.

Вихідні дані для проектування.

Місце будівництва будівлі – м. Ужгород.

Проект розроблений відповідно до кліматичних умов будівельного майданчика:

- розрахункова температура найбільш холодної п'ятилітки року мінус 23°C (забезпеченість 0,92) згідно [19]; – зона вологості нормальна згідно зі [20];

Коефіцієнт надійності за призначенням прийнято 0,95, що відповідає II класу відповідальності будівель і споруд (Правила обліку ступеня відповідальності будівель і споруд при проектуванні конструкцій). За умовну позначку 0.000 прийнята позначка чистої підлоги першого поверху.

3.3.2. Архітектурно – конструктивні рішення

Застосовано збірно-монолітна система перекриття по монолітним балкам.

Нормативні тимчасові навантаження:

- на міжповерхові перекриття – 2,0кН/м²
- на сходи – 1,2 кН/м²
- на каркас від вітру – 4,79 кН/м²
- на плити перекриття – 0,5 кН/м².

3.3.3. Зовнішнє і внутрішнє оздоблення будівлі

Зовнішнє оздоблення будівлі:

Цоколь – великорозмірна глазурована керамічна плитка

Стіни – трьохшарові панелі :

Збірні «сандвіч»-панелі складаються з 3-х основних елементів:

- стінова касета ТСК (модульна ширина - 600 мм, глибина - 100, 125 або 150 мм);
- мінеральна (кам'яна) вата (рекомендована щільність) - 30 кг/м³;

- зовнішній облицювальний елемент - профнастил, фасадні панелі, фасадні касетони.

Внутрішня стінова касета є самонесучим елементом сендвіч-панелі поетапної зборки і монтується безпосередньо на колони. Перетин стінової касети (товщина металу від 0,75 до 1,0 мм, глибина - 100, 125 і 150 мм) визначається, виходячи з розрахунку вітрового навантаження на об'єкт.

В конструкції сендвіч-панелі поетапної зборки з використанням стінової касети немає пароізоляційної плівки, що захищає утеплювач від конденсації вологи в результаті дифузії водяної пари через конструкцію стін. Функцію парозахисту виконують:

- спеціальна термомокладка (в місцях стику внутрішніх стінових касет між собою);
- самоклеючий ущільнювач вертикальний шириною 20 мм і довжиною 600 мм (в місцях примикання стінових касет до колон) котрий монтується на колону. Такий ущільнювач повністю повторює геометрію внутрішньої поверхні стінової касети.

Фасадний профільований лист *ТП 20 С* товщиною 0,5мм, повітряний прошарок - 20 мм, утеплювач із базальтової вати товщиною 100мм $\rho=35 \text{ кг/м}^3$, $\lambda=0,035$, стінові касети *ДО 110* - 110 мм.

Фасадна вентилявана система з утеплювачем ROCKWOOL (товщ. 50 мм, $\rho=35 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $0,035 \text{ Вт/м}^3$) - 100 мм, кладка з газобетонних блоків $\rho=600 \text{ кг/м}^3$ теплопровідність $0,14 \text{ Вт/м}^3$ - 250 мм, облицювання двома шарами гіпсокартону (тип W626) товщиною -15 мм

Антикорозійний захист – ґрунтівка ФЛ-03К з 4-ма шарами емалі ХВ-1100, з загальною товщиною не менш 100 мкм.

Сходи – виконуються з монолітного залізобетону, бетон класу С25/30, арматура класу А400С, А240С.

Гідроізоляція – горизонтальна з цементно-піщаного розчину 1:2, вертикальна проти капілярна обмазка бітумом за 2 рази.

3.3.4. Теплотехнічний розрахунок

Параметри клімату району будівництва (м. Ужгород)

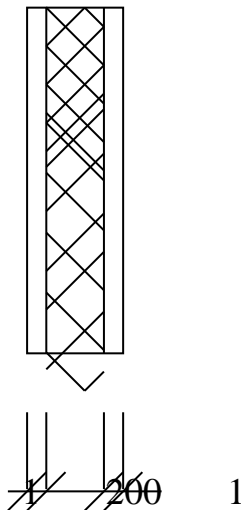
Таблиця 2.1

| Температура зовнішнього повітря, °С | | | Зона вологості | Температурна зона |
|--|--|---|----------------|-------------------|
| Найбільш холодної доби, із забезпеченням | Найбільш холодної доби, із забезпеченням | Найбільш холодних п'яти діб, із забезпеченням | | |
| 0,98 | 0,92 | 0,92 | | |
| t= -28 | t= -26 | t= -23 | сухий | 1 |

Параметри мікроклімату приміщення

Таблиця 2.2

| Температура внутрішнього повітря t_v , °С | Вологість внутрішнього повітря ϕ_v , % |
|---|---|
| 18 | 40 |



Конструкція стіни зображена на рисунку. Вологісний режим приміщень будинку – сухий. Умови експлуатації огорожувальної конструкції – А.

Розрахункові теплотехнічні показники матеріалів шарів стіни

Таблиця 2.3

| № шару | Найменування матеріалу | Щільність ρ_0 , кг/м ³ | Товщина δ , м | Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/(м К) |
|--------|------------------------|--|----------------------|--|
| 1 | Металевий лист | 7850 | 0,001 | 58 |
| 2 | Утеплювач ROCKWOOL | 90 | 0,2 | 0,036 |
| 3 | Металевий лист | 7850 | 0,001 | 58 |

Опір теплосприйняттю внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції [20].

$$R_B = 1/\alpha_B = 1/8.7 = 0.115 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$$

де $\alpha_B=8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \text{ К})$ – коефіцієнт теплосприйняття внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції.

Опір тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції

$$R_3 = 1/\alpha_3 = 1.23 = 0.043 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$$

де $\alpha_3=23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \text{ К})$ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції.

Термічний опір огорожувальної конструкції

$$R_k = \sum_{i=1}^{n-1} R_i = 0.001/58 + 0.2/0.036 + 0.001/58 = 5.55 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$$

$$R_{\Sigma} = 5.71 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} > R_{\Sigma}^H = 2,0 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}.$$

4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1. Розрахунок ребристого монолітного перекриття (МП1).

Необхідно розрахувати та законструювати ребристе монолітне залізобетонне міжповерхове перекриття з балочними плитами.

Вихідні дані:

Корисне тимчасове нормативне навантаження 2000 Па, у тому числі короткочасна 700 Па, коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f=1,2$.

По ступеню відповідальності будинок відноситься до класу 1, коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 1$ (табл.1.1 [1]).

Бетон важкий класу С по міцності на стиск ($\gamma_{b2} = 0,9$ табл.2.4 [1], $R_b = 0,9 \cdot 17,0 = 15,3$ МПа, $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,2 = 1,08$ МПа, табл.2.1 [1] $E_b = 32000$ МПа табл.2.7 [1]);

Армування плит – зварними сітками, повздожня арматура яких зі сталі класів Вр-I (при $\varnothing 3R_s = 375$ МПа, при $\varnothing 4R_s = 365$ МПа, при $\varnothing 5R_s = 360$ МПа табл.2.13 [1]), балки армуються зварними каркасами із повздожньою арматурою зі сталі класу А400С ($R_s = 365$ МПа, табл.2.13 [1]), поперечна арматура із сталі класу Вр-I ($R_{sw}=285$ МПа, $E_s = 170000$ МПа, табл.2.13,2.19 [1]).

Розрахунок плити

По компоновці виходить чотири прогони плити: два крайніх по 6м та два середніх по 9м. Так як відношення плити (МП1), що взято до розгляду, $l_2/l_1 = 15/6 = 2,5 > 2$, то її слід розглядати, як балочну $l_s=l_l = 6$ м. Товщина плити $h_s = 20$ см .

Припустимо, що ширина балки $b = 20$ см. Тоді розрахункова величина середнього прогону $l_0 = 900 - 20 = 880$ см, а крайнього прогону

$$l_0 = 600 - 20 - 0,5 \cdot 20 + 0,5 \cdot 7 = 574 \text{ см.}$$

Для розрахунку виділяю смугу завширшки $b = 1$ м . Тоді навантаження на 1 м довжини дорівнює навантаженню на 1 м^2 , розрахунки зводяться до таблиці 3.1.

Визначення навантаження на плиту

| Вид навантаження | Нормативне навантаження, Н/м ² | Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_a | Розрахункове навантаження, Н/м ² |
|---|---|---|---|
| Постійне | | | |
| Від плиткової підлоги товщиною 0,015 м, щільністю $\rho=2000$ кг/м ³ | 300 | 1,1 | 330 |
| Шар цементного розчину товщиною 0,02 м, $\rho=2000$ кг/м ³ | 400 | 1,3 | 590 |
| Власна вага перекриття (0,06x25x1000) | 1500 | 1,1 | 1650 |
| Всього | 2200 | - | 2470 |
| Тимчасове | 2000 | 1,2 | 2400 |
| Всього | 4200 | | 4870 |

Визначення згинаючих моментів в плиті.

В крайньому прогоні:

$$M = \frac{4870 \cdot 5,74^2}{11 \cdot 1000} = 14,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

на другій від краю опорі:

$$M = \frac{4870 \cdot 5,8^2}{11 \cdot 1000} = - 14,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

в середніх прогонах та на середніх опорах:

$$M = \frac{4870 \cdot 8,8^2}{16 \cdot 1000} = \pm 20,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Необхідна площа перерізу арматури при армуванні плити дротом $\varnothing 4$ мм та при робочій висоті $h_0 = 20 - 1 - 0,5 \cdot 0,4 = 18,8$ см. Звідси :

В крайньому прогоні при

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_b} = \frac{1470000}{100 \cdot 18,8^2 \cdot 15,3 \cdot 100} = 0,020;$$

$$\xi = 0,023 \text{ (табл.5.3 [1]) } A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,023 \cdot 100 \cdot 18,8 \frac{15,3}{365} = 1,53 \text{ см}^2$$

на другій від краю опорі при

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_b} = \frac{1490000}{100 \cdot 18,8^2 \cdot 15,3 \cdot 100} = 0,03$$

$$\xi = 0,03 \text{ буде складати } A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,03 \cdot 100 \cdot 18,8 \frac{15,3}{365} = 1,66 \text{ см}^2$$

в середніх прогонах та на середніх опорах при

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_b} = \frac{2024000}{100 \cdot 18,8^2 \cdot 15,3 \cdot 100} = 0,04$$

$$\xi = 0,04 \text{ буде складати } A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,04 \cdot 100 \cdot 18,8 \frac{15,3}{365} = 1,71 \text{ см}^2$$

Армування плити приймаю неперервним. Згідно отриманим результатам приймається наступна арматура (табл.1 додаток III [2]):

Приймаю зварні сітки в крайньому прогоні та на другій від краю опорі, на середній опорі та в середньому прогоні С-1 та С-2 марки $\frac{4Bp - I - 250}{5Bp - I - 100}$ з робочою поперечною арматурою $\varnothing 5$ мм та кроком 100 мм ($A_s = 1,96 \text{ см}^2$ на 1 м довжини).

Розрахунок балки

У першому наближенні приймаємо переріз балки 20×60 см. Розрахунковий прогин балки $l_0 = 1500 - 20 + 0,5 \cdot 25 \approx 1493$ см.

Навантаження на 1 м довжини цієї балки (з урахуванням ваги балки) із вантажної площадки завширшки 2м:

постійне: $g = (2470+2200) \cdot 2 + 0,37 \cdot 0,2 \cdot 2500(10)1,1 = 9340 + 2040 = 11,4$ кН/м

тимчасове: $v = 2400 \cdot 2 = 4,8$ кН/м

Звідси находимо згинаючі моменти.

В крайньому прогоні:

$$M = \frac{(11,4 + 4,8)14,9^2}{11} = 327 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

на другій від краю опорі:

$$M = \frac{(11,4 + 4,8)14,9^2}{14} = 257 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Знаходження поперечних сил.

На крайній опорі:

$$Q_A = 0,4 (11,4 + 4,8)14,9 = 96,5 \text{ кН};$$

на другій від краю опорі зліва :

$$Q_B^l = -0,6 (11,4 + 4,8)14,9 = -144,9 \text{ кН};$$

на другій від краю опорі справа:

$$Q_B^r = -0,5 (11,4 + 4,8)14,9 = -120,75 \text{ кН};$$

Для забезпечення міцності бетону на стиск від дії головних стискаючих напружень та для обмеження ширини розкриття похилих тріщин необхідна перевірка наступної умови:

$$Q \leq 0,3\varphi_{o1}\varphi_{b1}R_b b h_0,$$

Для перевірки цієї умови находимо наступні величини:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{32000} = 5,31,$$

$$\mu_{\omega} = \frac{A_s}{b_s} = \frac{0,283 \cdot 2}{20 \cdot 15} = 0,0019,$$

де μ_{ω} – коефіцієнт армування поперечної арматури, $s=15$ см - крок поперечних стержнів $\varnothing 6$ мм;

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5\alpha\mu_{\omega} = 1 + 5 \cdot 5,31 \cdot 0,0019 = 1,05;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,85.$$

Де $\varphi_{\omega 1}$ – коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури, φ_{b1} – коефіцієнт, що оцінює здатність різних видів бетону до перерозподілу зусиль, β - коефіцієнт, що приймається рівним 0,01 для важких бетонів.

Припустимо, що діаметр повздовжніх стрижнів 20мм, тоді робоча висота перерізу балки:

$$h_0 = 60 - 2 - 0,5 \cdot 2 = 57 \text{ см.}$$

Перевіряємо вище вказану умову:

$$Q = 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,85 \cdot 15,3 \cdot 20 \cdot 57 \cdot 100 = 303146,55 \text{ Н} > Q_B^1 = 144,9 \text{ Н.}$$

Так як умова виконується, то прийняті розміри перерізу достатні.

Переріз балки має форму тавра. При розрахунку на додатні моменти необхідно враховувати наявність полки завширшки b'_f . Так як $h'_f = 8$ см $> 0,1h = 0,1 \cdot 60 = 6$ см, величину b'_f приймаю рівною 200 см.

Знаходимо необхідні площі перерізу повздовжньої арматури.

Перевіряємо проходження нейтральної вісі: при

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_b} = \frac{32700000}{200 \cdot 57^2 \cdot 15,3 \cdot 100} = 0,219,$$

$$\xi = 0,25 < \xi_R = 0,556, \text{ де}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,74}{1 + \frac{510}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,556 - \text{гранична}$$

відносна висота стиснутої зони,

$\omega = \alpha - 0,008R_b\gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 \cdot 0,9 = 0,74$ – характеристика стиснутої зони,

$$\alpha = \frac{E_b}{E_s} = 20/17 = 0,85$$

Тобто нейтральна вісь, як і припускалося, проходить в межах полки. Звідси площа арматури складатиме:

$$A_s = \xi b' h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,25 \cdot 200 \cdot 57 \frac{15,3}{510} = 12,82 \text{ см}^2;$$

при мінімальному відсотку армування $\mu = 0,05 \%$: $A_{s,\min} = 0,0005 \cdot 20 \cdot 37 = 0,37 \text{ см}^2$.

Приймаю 4Ø20 А600С $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

На другій від краю опорі : при

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_b} = \frac{25700000}{200 \cdot 57^2 \cdot 15,3 \cdot 100} = 0,172,$$

$\xi = 0,19 < \xi_R = 0,556$. Тобто нейтральна вісь, як і припускалося, проходить в межах полки. Звідси площа арматури складатиме:

$$A_s = \xi b' h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,19 \cdot 20 \cdot 57 \frac{15,3}{510} = 9,75 \text{ см}^2;$$

Приймаю 3Ø20 А600С $A_s = 9,41 \text{ см}^2$.

Так як умова $Q = 144,9 \text{ кН} > Q = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n) = 0,6 \cdot 1,08 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 37 (1 + 0 + 0) = 47952 \text{ Н}$, де $\varphi_{b3} = 0,6$, для важких бетонів, коефіцієнт, що враховує особливості роботи різних видів бетону;

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{0,75(20 - 20)6}{20 \cdot 57} = 0;$$

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив повздовжніх сил, для елементів без попереднього напруження $\varphi_n = 0$.

Приймаємо поперечну арматуру $\varnothing 10$, із кроком 210 мм, тоді

$$q = \frac{R_{s\omega} A_{s\omega}}{s} = \frac{285 \cdot 0,785 \cdot 100}{21} = 1065,36 \text{ Н/см.}$$

Звідси:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{s\omega}}} = \sqrt{\frac{2(1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 37^2 \cdot 100}{1065,36}} = 74,87 \text{ см.}$$

Так як $c_0 = 74,87 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 37 = 74 \text{ см}$,

$$Q_{sob} = 1065,36 \cdot 37 + 2(1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 37^2 \cdot 100 \cdot 20 / 74,87 = 158,2 \text{ кН} > Q = 144,9 \text{ кН.}$$

Несуча здатність самого завантаженого перерізу, похилого до повздовжньої вісі балки, забезпечена, значить, прийняту по конструктивним припущенням поперечну арматуру на при опорних ділянках балки залишаю без зміни.

Побудова епюри матеріалів не потрібно, оскільки обривів стрижнів в прогоні немає.

В середній половині прогонів приймаю крок стрижнів 300 мм.

Необхідно на вільній опорі повздовжню арматуру завести за грань опори на довжину 200 см ($l_a = 10d = 10 \cdot 2,0 = 20 \text{ см}$). При відношенні тимчасового навантаження до постійного $v/g = 4,8/11,4 = 0,4$, згідно табл.8.11 [1], відстань від проміжкової опори до нульової точки в прогоні $a = 0,174 \cdot 1490 = 260 \text{ см}$. Для запобігання руйнування балки в місці обриву каркасу на опорній ділянці по похилому перерізу її заводимо за нульову точку на величину ω_0 :

$$\omega_0 = Q/(2q) + 5d = 144,9/(2 \cdot 1065,4) + 5 \cdot 0,5 = 70,1 \text{ см.}$$

Таким чином каркас повинен перекривати ділянку балки не менш як 331см.

4.2. Конструювання залізобетонної колони (К1).

Необхідно розрахувати та законструювати колону ряду розпiрного кiльця пiд купольне покриття, при випадкових ексцентриситетах. Висота поверху 3,6 метра. Верх фундаменту заглиблений нижче вiдмiтки пiдлоги першого поверху на 0,9м. Будiвля возводиться у II клiматичному районi по снiговому покриву.

Клас бетону по мiцностi на стиск колон С25/30, повздовжня арматура класу А400С.

Визначаємо навантаження.

Вантажна площа вiд перекриття та покриття при даному розташуваннi колон приблизно дорiвнює 60 м².

Пiдрахунок навантажень зведено до табл.3.2, табл.3.3, табл.3.4. При цьому висота та ширина перерiзу розпiрного кiльця прийнятi вiдповiдно $h=60$ см та $b=25$ см. При цих розмiрах вага кiльця на 1 м довжини складатиме: $hbp = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 375$ кг, а на $1 \text{ м}^2 = 375/6 = 62,5$.

Перерiз колони попередньо приймаю $b_c \times h_c = 40 \times 40$ см. Розрахункова довжина колон у другому – четвертому поверхах дорiвнює висотi поверху $l_0 = H=3,6$ м, а для першого поверху iз врахуванням зацмлення колони у фундаментi

$$l_0 = 0,7H = 0,7 (3,6+0,9) = 3,15 \text{ м}$$

Розрахункова вага колони на один поверх складатиме :

на другому – четвертому поверхах:

$$G_f = b_c h_c H_f \rho \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 15,84 \text{ кН};$$

на першому:

$$G_f = b_c h_c H_f \rho \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4(3,6 + 0,9)25 \cdot 1,1 = 19,8 \text{ кН}.$$

Таблиця 3.2.

Нормативні та розрахункові навантаження на колону від покриття

| Вид навантаження | Нормативне навантаження, Н/м ² | Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_a | Розрахункове навантаження, Н/м ² |
|---|---|---|---|
| Постійне | | | |
| Від куполу | 260 | 1,1 | 290 |
| Шар гравію на бітумній мастиці товщиною 20 мм, щільністю 2000 кг/м ³ | 400 | 1,3 | 520 |
| Від рулонного ковра трьох шарів | 120 | 1,2 | 150 |
| Від цем. стяжки товщиною 20 мм, щільністю 2000кг/м ³ | 400 | 1,3 | 520 |
| Утеплювач із пінобетонних плит при b=120 мм; $\rho = 400$ кг/м ³ . | 480 | 1,2 | 580 |
| Від монолітного перекриття | 1500 | 1,1 | 1650 |
| Від балки перекриття | 2040 | 1,1 | 1800 |
| Від монолітного розпірного кільця (60×25 см) | 625 | 1,1 | 690 |
| Всього | 4550 | - | 6160 |
| Тимчасове : | 1000 | 1,4 | 1400 |
| У тому числі короткочасна довготривала | 700 | 1,4 | 980 |
| | 300 | 1,4 | 420 |
| Всього від покриття | 5550 | - | 7560 |

Таблиця 3.3.

Навантаження від перекриття

| Вид навантаження | Нормативне навантаження, Н/м ² | Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_a | Розрахункове навантаження, Н/м ² |
|---|---|---|---|
| Постійне | | | |
| Від плиткової підлоги товщиною 0,015 м, щільністю $\rho=2000$ кг/м ³ | 300 | 1,1 | 330 |
| Шар цементного розчину товщиною 0,02 м, $\rho=2000$ кг/м ³ | 400 | 1,3 | 590 |
| Власна вага перекриття (0,06x25x1000) | 1500 | 1,1 | 1650 |
| Всього | 2200 | - | 2470 |
| Тимчасове | 2000 | 1,2 | 2400 |
| Всього | 4200 | - | 4870 |

Таблиця 3.4.

Підрахунок розрахункового навантаження на колону

| Поверх | Навантаження від покриття та перекриття, кН | | Власна вага, кН | Розрахункове сумарне навантаження, кН | | |
|--------|---|--------------|-----------------|---------------------------------------|-----------------------|-------|
| | довготривале | короткочасне | | довготривале N_{ld} | короткочасне N_{cd} | Повне |
| 4 | 614 | 59 | 15,8 | 673 | 59 | 732 |

| | | | | | | |
|---|------|-----|------|------|-----|------|
| 3 | 1028 | 161 | 31,6 | 1189 | 161 | 1350 |
| 2 | 1442 | 263 | 47,4 | 1705 | 263 | 1968 |
| 1 | 1856 | 365 | 63,2 | 2221 | 365 | 2386 |

Розрахунок колони першого поверху

Переріз колони 40×40 см, бетон класу C25/30, $R_b = 17$, арматура із сталі класу A400C, $R_{sc} = 365$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$.

Попередньо обчислюємо відношення $N_{ld} / N_l = 2221/2386 = 0,84$; гнучкість колони $\lambda = l_0 / h_c = 315/40 = 7,8 > 4$; значить, необхідно прогин колони; ексцентриситет $e_a = h_c / 30 = 40/30 = 1,33$ см, а також не менше $l/600 = 450/600 = 0,8$ см; приймаємо більше значення $e_a = 1,33$ см; розрахункова довжина колони $l = 315$ см $< 20 h_c = 20 \cdot 40 = 800$ см. Звідси визначаємо повздовжню арматуру.

Задаємось відсотком армування $\mu = 1\%$ та знаходимо:

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,239.$$

При $N_{ld} / N_l = 0,84$ та $\lambda = l_0 / h_c = 8,5$ по табл.2.15 [2] коефіцієнти $\phi_b = 0,9$ та припускаючи, що $\phi_r = 0,915$, а коефіцієнт ϕ буде визначатися наступним чином $\phi = \phi_b + (\phi_r - \phi_b)\alpha_1 = 0,9 + 2(0,915 - 0,9)0,239 = 0,907 < \phi_r = 0,915$;

необхідна площа перерізу повздовжньої арматури визначається наступним чином:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_l}{\phi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{2386000}{0,9 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 1000} - 40 \cdot 40 \frac{17 \cdot 0,9}{365} \approx 0$$

прийнято конструктивно 4Ø16 A400C, $\Sigma A_s = 8,04$ см²; $\mu = (8,04/1600)100 = 0,5\%$, що менше раніше прийнятого $\mu = 1\%$. Переріз колони є можливість зменшити або прийняти менший клас бетону та клас арматурної сталі. Якщо призначити переріз колони 350×350 мм, зі збереженням раніше прийнятих характеристик матеріалів, то при перерахунку маємо:

$\lambda = l_0 / h_c = 315/35 = 9,7$; по табл.2.15 [2] $\phi_b = 0,893$, $\phi_r = 0,903$; при $\mu = 0,015$ $\phi = \phi_b + (\phi_r - \phi_b)\alpha_1 = 0,893 + (0,903 - 0,893)0,36 = 0,9$; $\alpha_1 = 0,015 \cdot 365/17 \cdot 0,9 =$

0,36.

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{2386000}{0,9 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 1000} - 35 \cdot 35 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 16,1 \text{ см}^2,$$

приймаємо для симетричного армування 4Ø25 А400С, $\Sigma A_s = 19,63 \text{ см}^2$, $\mu = 1,6\%$ (що близько прийнятому $\mu = 0,015$).

Визначаємо фактичну несучу здатність перерізу 350×350 мм: $N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,9 [17(100)0,9 \cdot 1225 + 19,6 \cdot 365 (100)] = 2430 \text{ кН} > N_1 = 2386 \text{ кН}$.

Несуча здатність забезпечена.

Поперечна арматура у відповідності з даними табл.2 дод.ІІ [2] прийнята Ø8 класу А240С з кроком 300 мм $< 20d_1 = 20 \cdot 25 = 500$ мм та менше $h_c = 35$ см.

Конструювання колони другого поверху

Для уніфікації балок переріз колони другого поверху та всіх вище розташованих поверхів призначаємо $h_c \times b_c = 30 \times 30$ см; клас бетону та арматурної сталі ті ж самі, що і в попередньому розрахунку. Діючи розрахункові навантаження беремо із табл.2.4. Відношення $N_{ld} / N_1 = 1705/1968 = 0,84$. Гнучкість колони $\lambda = l_0 / h_c = 360/30 = 12 > 4$; значить, необхідно враховувати прогин колони; випадковий ексцентриситет $e_a = h_c / 30 = 300/30 = 1$ см, що більше ніж $l/600 = 360/600 = 0,6$ см.

При $h_c = 30$ см > 20 см коефіцієнт $\eta = 1$; обчислюємо коефіцієнт φ , попередньо прийнявши коефіцієнт $\mu = 0,02$:

$$\varphi = \varphi_b + (\varphi_r - \varphi_b) \alpha_1 = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,478 = 0,861 < \varphi_r = 0,863;$$

де

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,02 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,478;$$

$\varphi_b = 0,823$, $\varphi^r = 0,863$ по табл.2.15 [2] $N_{ld} / N_1 = 0,84$ та $\lambda = 14$, припускаючи, що $A_{ms} < 1/3(A_s + A'_s)$.

Звідси площа перерізу повздожньої арматури:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{1968000}{0,86 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 1000} - 30 \cdot 30 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 16,9 \text{ см}^2;$$

приймаємо для симетричного армування 4Ø25 А400С, $\Sigma A_s = 19,63 \text{ см}^2$, відсоток армування $\mu = (19,63/900)100 = 2,8\%$, що декілька більше попередньо прийнятого $\mu = 2\%$. Можна прийняти також 6Ø20 А400С, $\Sigma A_s = 18,85 \text{ см}^2$

Визначаємо фактичну несучу здатність перерізу 350×350 мм, приймаємо $\varphi = 0,86$:

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,86 [17(100)0,9 \cdot 900 + 19,6 \cdot 365 (100)] = 2160 \text{ кН} > N_1 = 1968 \text{ кН}.$$

Несуча здатність забезпечена.

Поперечна арматура у відповідності з даними табл.2 дод. II [2] прийнята Ø8 класу А240С з кроком 300 мм $< 20d_1 = 20 \cdot 25 = 500$ мм та менше $h_c = 35$ см. Армування колони першого поверху показано на рис.2.6

Розрахунок колони третього поверху

Переріз приймаємо 30×30 см. Діючи розрахункові навантаження беремо із табл.2.4. Відношення $N_{ld} / N_l = 1189/1350 = 0,84$. Гнучкість колони $\lambda = l_0/h_c = 360/30 = 12 > 4$; значить, необхідно враховувати прогин колони. Коефіцієнт $\eta = 1$, так як $h_c = 30 \text{ см} > 20 \text{ см}$. Беремо по даним колони другого поверху $\varphi \approx 0,86$.

Знаходжу необхідну площу перерізу повздовжньої арматури:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{1350000}{0,86 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 1000} - 30 \cdot 30 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 1,4 \text{ см}^2;$$

приймаємо для симетричного армування 4Ø14 А400С, $\Sigma A_s = 6,16 \text{ см}^2$, відсоток армування $\mu = (6,16/900)100 = 0,68\%$.

Визначаємо фактичну несучу здатність перерізу:

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,0068 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,162;$$

$$\varphi = \varphi_b + (\varphi_r - \varphi_b) \alpha_1 = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,162 = 0,836;$$

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,836 [17(100)0,9 \cdot 900 + 6,16 \cdot 365 \cdot (100)] = 1420 \text{ кН} > N_1 = 1350 \text{ кН}.$$

Міцність перерізу достатня.

Поперечна арматура у відповідності з даними табл.3 дод. II [2] прийнята Ø6 класу А240С з кроком 250 мм $<20d_1 = 20 \cdot 14 = 280$ мм.

Розрахунок колони четвертого поверху.

Для колони четвертого поверху, що значно менше завантажена, при перерізі 30×30 см є можливість прийняти бетон класу С12/15, $R_b = 8,5$ МПа. Коефіцієнт $\eta = 1$. Приймаючи попередньо значення $\varphi = 0,85$, обчислюємо необхідну площу перерізу повздожньої арматури.

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{732000}{0,85 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 100} - 30 \cdot 30 \frac{8,5 \cdot 0,9}{365} = 4,5 \text{ см}^2;$$

приймаємо для симетричного армування 4Ø14 А400С, $\Sigma A_s = 6,16 \text{ см}^2$, відсоток армування $\mu = (6,16/900)100 = 0,68\%$. Уточнюємо значення α_1 та φ :

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,0068 \frac{365}{8,5 \cdot 0,9} = 0,324;$$

$$\varphi = \varphi_b + (\varphi_r - \varphi_b) \alpha_1 = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,324 = 0,85;$$

перевіряємо фактичну несучу здатність перерізу:

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,85 [8,5(100)0,9 \cdot 900 + 6,16 \cdot 365 \cdot (100)] = 778 \text{ кН}$$

$>> N_1 = 732 \text{ кН}.$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

5. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

5.1. Розрахунок монолітного фундаменту під колону.

Згідно геологічного розрізу, основа складається із рослинного ґрунту товщиною 0,6 м зі значенням питомої ваги $\gamma_{II} = 15 \text{ кН/м}^3$. Нижче залягає глина з $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$, $I_L = 0,3$, $\varphi_{II} = 18^\circ$, $c_{II} = 10 \text{ кПа}$, $E = 21 \text{ МПа}$ ($\kappa=1$). Нормативна глибина промерзання $d_{e,n} = 0,9 \text{ м}$. Необхідно запроектувати фундамент під збірну залізобетону колону перерізом $35 \times 35 \text{ см}$ чотирьохповерхового будинку. Вертикальне планування будівельної площадки зроблено. Розрахункове навантаження на фундамент (передається від колони першого поверху) $N_{II} = 2386 \text{ кН}$ та $N_I = 2386/1,2 = 1980 \text{ кН}$.

Несучим шаром обираю глину. Приймаю окремий монолітний залізобетонний фундамент із бетону класу C12/15, $R_{bt} = 750 \text{ кПа}$ та арматури класу A300C, $R_s = 280 \text{ МПа}$ [1].

Підлога першого поверху має відмітку 0,000, товщина підлоги 0,900 м. Звідси відмітка верхнього обрізу фундаменту буде -0,900 м.

Призначаємо закладання підосви фундаменту.

Із умови заглиблення в глину $d = 0,6 + 0,4 + 0,9 = 1,9 \text{ м}$.

За умови можливості морозного спучення глини, розрахункова глибина промерзання буде: $d_f = 1,1 \cdot 0,9 = 1 \text{ м}$, звідки $d = d_f + 0,2 = 1 + 0,2 = 1,2 \text{ м}$.

Умови, що було розглянуто, дають найбільшу глибину $d = 1,9 \text{ м}$. Приймаємо для подальших розрахунків $d = 1,9 \text{ м}$.

Необхідна площа фундаменту

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_{mf} H_1} = \frac{1980000}{0,3 \cdot 10^6 - (20 \cdot 1,7)10^3} = 7,25 \text{ м}^2 .$$

Розміри квадратного у плані фундаменту $a = \sqrt{A_f} = \sqrt{7,25} = 2,7 \text{ м}$, приймаємо розмір підосви фундаменту $3 \times 3 \text{ м}$ $A_f = 9 \text{ м}^2$.

Визначаємо висоту фундаменту. Найменша висота фундаменту із умови прогину під тиском його колоною по поверхні піраміди при дії розрахункового навантаження, використовуючи наближену формулу:

$$A_f = -\frac{h_c - b_c}{4} + 1/2 \sqrt{\frac{N_1}{0,9R_{bt} + p_{sf}}} = -\frac{0,35 - 0,35}{4} + 1/2 \sqrt{\frac{2386}{0,9 \cdot 0,75 \cdot 10^3 + 247}} = 0,61 \text{ м},$$

де $p_{sf} = N_1/A_f = 2386/9 = 247 \text{ кН/м}^2$ – напруження в основі фундаменту від розрахункового навантаження; $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$.

Повна мінімальна висота фундаменту

$$H_{f,min} = h_0 + a_b = 61 + 4 = 65 \text{ см},$$

де $a_b = 4 \text{ см}$ – товщина захисного шару бетону.

Висота фундаменту із умови защемлення колони залежно від розмірів її перерізу

$$H = 1,5h_c + 25 \text{ см} = 1,5 \cdot 35 + 25 = 78 \text{ см}.$$

З конструктивних міркувань, враховуючи необхідність надійно заанкерити стрижні повздовжньої арматури при жорсткому защемленні колони в фундаменті, треба приймати не менш ніж

$$H_f \geq h_{gf} + 20 \text{ см} = 80 + 20 = 100 \text{ см},$$

де h_g – глибина стакану фундаменту, що дорівнює

$$30d_l + \delta = 30 \cdot 2,5 + 5 = 80 \text{ см};$$

d_l – діаметр повздовжніх стержнів колони; $\delta = 5 \text{ см}$ – зазор між торцем колони та дном стакану.

Приймаємо висоту фундаменту $H_f = 100 \text{ см}$, кількість сходинок – 3. Висоту сходинок призначаю із умови забезпечення бетону достатньою міцністю до поперечного зусилля без поперечного армування у похилому перерізі.

Знаходимо мінімальну робочу висоту першої (знизу) сходинки:

$$h_{01} \frac{p_{sf}(a - h_c - 2h_0)}{\sqrt{k_2 R_{bt} p_{sf}}} = \frac{0,5 \cdot 24,7(300 - 35 - 2 \cdot 96)}{\sqrt{2 \cdot 0,75(100)24,7}} = 14,8 \text{ см};$$

$$h_l = h_{01} + 4 \text{ см} = 14,8 + 4 = 18,8 \text{ см}.$$

Конструктивно приймаємо $h_l = 35$ см, $h_{ol} = 35 - 4 = 31$ см.

Перевіряємо відповідність робочої висоти нижньої сходинки фундаменту в 31 см умовам міцності на поперечне зусилля без поперечного армування у похилому перерізі.

Визначаю дію поперечної сили, що приходиться на 1 м ширини перерізу

$$Q_1 = 0,5(a - h_c - 2h_0)p_{sl} = 0,5(3 - 0,35 - 2 \cdot 0,96)247 = 65,4 \text{ кН.}$$

Мінімальне поперечне зусилля Q_b , що сприймається бетоном [3]

$$Q = \varphi_{b3}R_{br}bh_0(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,75(100)100 \cdot 31 = 125 \text{ кН,}$$

де $\varphi_{b3} = 0,6$ – для важкого бетону; $\varphi_f = 0$ – для плит суцільного перерізу; $\varphi_n = 0$ бо відсутні повздовжні сили.

Так як $Q_1 = 65,4 \text{ кН} < Q_b = 125 \text{ кН}$, то умова міцності виконується.

Перевіряємо міцність фундаменту на прогин від тиску по поверхні піраміди, що обмежена площинами проведеними під кутом 45° до бокових граней колони на відмітці верху фундаменту (згідно[3]):

$$F \leq \alpha R_{br}h_0u_m,$$

$$\text{де } F = N_1 - A_{0fp}p_{sf} = 2386 \cdot 10^3 - 51,5 \cdot 10^3 \cdot 24,7 = 950 \cdot 10^3 \text{ Н;}$$

$A_{0fp} = (h_c - 2h_0)^2 = (35 + 2 \cdot 96)^2 = 51,5 \text{ см}^2$ – площа основи піраміди прогину від тиску при квадратних у плані колоні та фундаменті;

u_m – середнє арифметичне між параметрами верхньої та нижньої основи піраміди прогину від тиску в межах корисної висоти фундаменту h_0 , дорівнює:
 $u_m = 2(h_c + b_c + 2)$ або при $h_c = b_c$, $u_m = 4(h_c + b_c) = 4(35 + 96) = 524 \text{ см.}$

$$\text{звідси } F = 950 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,9 \cdot 0,75(100)96 \cdot 524 = 3380 \text{ кН};$$

отже, умова виконується.

Для розрахунку арматури для фундаменту за розрахункові приймаю вигинаючи моменти по перерізам, що відповідають розташуванню уступів фундаменту, як для консолі із закріпленим кінцем:

$$M_I = 0,125p_{sf}(a - a_1)^2b = 0,125 \cdot 247(3 - 2,05)^23 = 83,8 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{II} = 0,125p_{sf}(a - a_2)^2b = 0,125 \cdot 247(3 - 1,35)^23 = 253 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{III} = 0,125p_{sf}(a - h_c)^2b = 0,125 \cdot 247(3 - 0,35)^23 = 83,8 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

де $p_{sf} = 247 \text{ кН/м}^2$.

Визначаємо необхідну кількість арматури в різних перерізах фундаменту в одному напрямку:

$$A_{sI} = M_I / 0,9h_{01}R_s = 8380000 / 0,9 \cdot 31 \cdot 280(100) = 10,6 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / 0,9h_{02}R_s = 25300000 / 0,9 \cdot 66 \cdot 280(100) = 15,2 \text{ см}^2;$$

$$A_{sIII} = M_{III} / 0,9h_{03}R_s = 8380000 / 0,9 \cdot 96 \cdot 280(100) = 27 \text{ см}^2;$$

приймаю нестандартну сітку із арматури $\text{Ø}14 \text{ A300C}$ по перерізу 3-3 з чарунками $16 \times 16 \text{ см}$, $A_s = 27,7 \text{ см}^2$ в одному напрямку.

Відсоток армування

$$\mu = \frac{A_{sIII}}{b_1 h_{03}} 100 = \frac{27,7}{135 \cdot 96} 100 = 0,214\%,$$

що більше $\mu_{\min} = 0,1\%$, що встановлено нормами.

Верхню сходинку армую конструктивно горизонтальними сітками С-2 з арматури $\text{Ø}8 \text{ A240C}$, встановлюємо з кроком 150 мм по висоті; розташування сіток фіксуємо вертикальними стержнями діаметром 8 мм класу А240С.

Розрахунок фундаменту по другій групі граничних станів

Необхідно розрахувати осадку фундаменту, розрахованого вище. По табл.1.1 [5], що є вибірковими даними із [6, дод.4]. Для глини $E = 21 \text{ МПа}$, нижче глини починаючи з глибини 2,1 м залягає суглинок з характеристиками

$$\gamma_{II} = 18 \text{ кН/ м}^3, E = 28 \text{ МПа}.$$

Середній тиск під подошвою фундаменту отримано вище та складає 247 кПа. Побутовий на рівні подошви фундаменту буде наступним:

$$\sigma_{zg,0} = 1,1 \cdot 15 + 0,6 \cdot 18 = 27,3 \text{ кПа},$$

звідки додатковий тиск в точці 0 буде визначатися наступним чином:

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{zg,0} = 247 - 27,3 \approx 220 \text{ кПа}.$$

Розрахунок зводимо до табл.4.1

Таблиця 4.1.

Результати розрахунку осадки

| Номер точок | $\zeta=2z/b$ | $z=\zeta b/2$ | h_i , см | α | $\sigma_{zp} =$ $=p_0$ α , кПа | $\overline{\sigma_{zi}}$, кПа | σ_{zg} , кПа | $m_i =$ $= \frac{h_i 0,8}{E_i}$, см/кПа | $s_i =$ $= \overline{\sigma_{zi}} m_i$, см | |
|----------------|--------------|---------------|---------------|----------|--|-----------------------------------|------------------------|--|---|-----|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| 0 | 0,0 | 0,0 | 32 | 1,00 | 218 | 215 | 27,3 | $1,22 \times 10^{-3}$ | 0,262 | |
| 1 | 0,4 | 32 | | 0,98 | 213 | | | | | |
| 2 | 0,8 | 64 | | 0,88 | 192 | | | | | 197 |
| 3 | 1,2 | 96 | | 0,75 | 165 | | | | | 178 |
| 4 | 1,6 | 128 | | 0,64 | 140 | | | | | 152 |
| 5 | 2,0 | 160 | | 0,55 | 120 | 130 | $1,10 \times 10^{-3}$ | 0,143 | | |
| 6 | 2,4 | 192 | | 0,48 | 104 | 112 | | | | |
| 7 | 2,8 | 224 | | 0,42 | 92 | 98 | | | | |
| 8 | 3,2 | 256 | | 0,37 | 82 | 87 | | | | |
| 9 | 3,6 | 288 | | 0,34 | 73 | 77 | | | | |
| 10 | 4,0 | 320 | | 0,31 | 67 | 70 | | | | |
| 11 | 4,4 | 352 | | 0,28 | 61 | 64 | | | | |
| 12 | 4,8 | 384 | | 0,26 | 56 | 58 | | | | |
| 13 | 5,2 | 416 | 0,24 | 52 | 54 | $9,14 \times 10^{-3}$ | 0,070 | | | |
| 14 | 5,6 | 448 | 0,22 | 48 | 50 | | | | | |
| 15 | 6,0 | 480 | 0,21 | 45 | 46 | | | | | |
| 16 | 6,4 | 512 | 0,20 | 43 | 44 | | | | | |
| 17 | 6,8 | 544 | 0,19 | 40 | 41 | | | | | |
| 18 | 7,2 | 576 | 0,18 | 38 | 37 | | | | | |
| 19 | 7,6 | 608 | 0,17 | 36 | 35 | | | 159,8 | 0,038 | |
| 20 | 8,0 | 640 | 0,16 | 34 | 33 | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|----|------|------|----|------|----|----|-------|-----------------------|-------|
| 21 | 8,4 | 672 | | 0,15 | 33 | 32 | | | 0,030 |
| 22 | 8,8 | 704 | | 0,14 | 31 | 30 | | | 0,029 |
| 23 | 9,2 | 736 | | 0,14 | 30 | 29 | | | 0,027 |
| 24 | 9,6 | 768 | | 0,13 | 29 | 28 | 185,7 | | 0,027 |
| 25 | 10,0 | 800 | | 0,13 | 28 | 26 | | | 0,026 |
| 26 | 11,0 | 880 | 80 | 0,11 | 23 | 23 | 228,9 | $2,29 \times 10^{-3}$ | 0,060 |
| 27 | 12,0 | 960 | | 0,11 | 23 | 23 | | | 0,053 |
| 28 | 13,0 | 1040 | | 0,11 | 23 | 23 | | | 0,053 |
| 29 | 14,0 | 1120 | | 0,11 | 23 | | | | 0,053 |

Для шару між точками 4 та 5 значення модуля деформації буде наступним:

$$E = \frac{21 \cdot 22 + 28 \cdot 10}{32} = 23,2 \text{ МПа.}$$

В точці 23 $1/5$ частина побутового тиску $\sigma_{zg,23} = 0,2 \cdot 159,8 \approx 32$ кПа, а додатковий тиск $\sigma_{zp,23} = 30$ кПа ≈ 32 кПа. Це означає, можна вважати, що в цьому місці розташована нижня границя активної зони. Тому осадку фундаменту знаходжу до 23 точки включно:

$$s = \sum_0^{23} s_i = 1,97 \text{ см} < s = 10 \text{ см.}$$

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Організація виконання робіт на об'єкті

Адміністративна будівля, що є об'єктом проектування, має наступні розміри у плані 42,6×66 м. Схема компонування перекриття та розташування колон, в даному проекті, мають вплив на розбиття всієї будівельної площадки по ділянкам. З урахуванням перерахованих факторів, вся територія будівельного майданчика розділяється на 5 ділянок.

1) Підготовчий період.

В цей період виконується ряд робіт, пов'язаних із влаштуванням під'їзних доріг до будівельного майданчика, а також робіт, направлених на підготовку майданчика до основного періоду робіт.

2) Основний період.

Виконання робіт основного періоду включає в себе комплекс робіт, пов'язаних із зведенням каркасу будинку, улаштуванням підлог, покрівлі, вводом в будинок інженерних комунікацій та установку арматури, оздобленням зовнішніх та внутрішніх поверхонь огорожуючих конструкцій.

3) Спеціальний цикл робіт.

Спеціальний цикл робіт включає в себе комплекс робіт по улаштуванню трубопроводів внутрішніх мереж: водопостачання та водовідведення, тепlopостачання, улаштування систем вентиляції та кондиціонування, прокладання електричних мереж із одночасною установкою монтажної арматури та обладнання.

I. Підготовчий період.

Склад та об'єм робіт, пов'язаних з освоєнням території, залежить від району будівництва та обраного майданчика під територію запроектованого об'єкта. Роботи з підготовки території до будівництва, виконуються в підготовчий період в об'ємах, що забезпечують нормальний розвиток робіт основного циклу.

Винесення проекту в натуру складається із виносу на місцевість проектних рішень, пов'язаними з плановим та висотним розташуванням елементів об'єкту, що підлягає будівництву. А також прив'язка останніх до існуючої геодезичної мережі з використанням максимально можливої кількості реперів.

Виконання робіт по улаштуванню тимчасових автодоріг здійснюється механізованим способом за допомогою автогрейдера ДЗ-31-1. Тип покриття тимчасових автодоріг – галька. Планування майданчика для будівельного містечка виконується автогрейдером ДЗ-66 та включає в себе грубе планування майданчика на 10см, з обов'язковою зрізкою дрібних кущів та транспортуванням їх за межі будівельного містечка на середню відстань 60-80 м. Робота автогрейдера здійснюється по човниковій схемі при робочому ході машини в одному напрямку.

Улаштування тимчасових будинків та споруд, передбачених проектом, виконується по закінченню робіт, пов'язаних з плануванням будівельного майданчика та включає в себе збирання та встановлення в проектне положення тимчасових будинків та споруд, передбачених проектом.

Улаштування тимчасового водопроводу є поверхневим прокладанням труб водопроводу від мережі місцевого водопостачання та всередині будівельного містечка на відстань 300 м. Матеріал труб – оцинкована сталь, діаметр – 100 мм. При проектуванні тимчасової мережі водопостачання призначені місця приєднання до колектора користувачів, місця розташування пожежних гідрантів та фонтанчиків питної води. Труби колектора розташовані на відстані 2 м від кромки проїзної частини.

Тимчасове електричне забезпечення необхідне для охоронного освітлення території будівельного містечка, освітлення тимчасових будинків та споруд, забезпечення необхідних технологічних процесів подається до місць використання повітряними підводами, розташованими на мачтах висотою 6,8 м. Транспортування електроенергії здійснюється по двопровідній лінії низького напруження.

Зв'язок між різними ділянками будівельного майданчика та керівниками виробничих процесів здійснюється за допомогою рацій. Виконання робіт по улаштуванню інвентарної огорожі з готових ципок здійснюється вручну. При улаштуванні тимчасової огорожі передбачаються місця для розташування в'їзних та виїзних двохстулкових воріт із стандартних секцій, що відкриваються всередину.

II. Роботи основного періоду.

Позначення на місцевості границь земляних робіт в плані та по висоті (розбивка земляних робіт) виконується після закінчення робіт по підготовці території до будівництва. Розбивка виконується по ділянкам в тій же послідовності, в якій запроектовано виконання земельних робіт. Розбивка являє собою винесення на місцевість планових розмірів та координат границь контурів насипів та виїмок, прив'язки висотного положення елементів об'єкта будівництва та закріплення їх проектних ухилів. При виконанні робіт використовують в основному методи розбивки визбируванням та методи похилого нівелювання.

Виконання робіт по розробці ґрунта в котловані здійснюється механізованим способом за допомогою екскаватора ЄО-3311 з механічним приводом, обладнаним зворотною лопатою з ковшем із зубцями, ємністю 0,4 м³ на вимет. Група ґрунта за складністю розробки - III.

Зачистка готової поверхні дна здійснюється вручну. Вид ґрунта – природної щільності, група ґрунта – III. Прийнята глибина зачистки ґрунта до проектної відмітки – 10 см.

Улаштування піщаної основи під фундаменти товщиною 10 см здійснюється вручну. Улаштування монолітних фундаментів виконується вручну. З початку два столяри виготовляють опалубку з дощок, а потім туди заливається бетон проектної марки, вставляється арматура. Після чого бетон витримують для надання йому проектної міцності. Вертикальна та горизонтальна ізоляція виконується рулонними матеріалами вручну.

Створення введів зовнішніх комунікацій здійснюється вручну та полягає в бетонуванні ділянок будинку, через які запроектовано проходження труб інженерних мереж.

Виконання робіт по зачистці пазурів фундаментів здійснюється механізованим способом за допомогою бульдозера ДЗ – 29. Група ґрунта по важкості розробки – III. Прийнята середня дальність переміщення ґрунту – 20 м.

Виконання робіт по попередньому плануванню поверхні ґрунтової основи здійснюється механізованим способом за допомогою бульдозера ДЗ – 29 в 4 проходи по одному сліду. Виконання робіт здійснюється при робочому ході в одному напрямку.

Виконання робіт по ущільненню ґрунта на площі здійснюється механізованим способом за допомогою причепленого катку ДУ-31А вагою 16 т. Прийнята довжина гону складає до 100 м. Число проходів катку по одному сліду склало 8.

Виконання робіт по улаштуванню підстиляючого шару із гальки здійснюється вручну. Розрахункова товщина основи 100 мм.

Монтаж несучих та огорожуючих елементів залізобетонного каркасу будинку виконується механізованим способом за допомогою баштових кранів. При монтажі конструкцій в проектне положення виконується вивірка елементів.

Монтаж монолітних залізобетонних колон здійснюється вручну. З початку закріплюється арматура в фундаменті, потім столярами улаштовується опалубка в яку потім заливають бетон. Після цього бетон витримують для надання йому проектної міцності. Після чого зварюються випуски арматури між вже затверділою частиною колони та арматурою наступної по висоті частини. Потім операції повторюються до рівня перекриття. На рівні монтажу монолітного перекриття спочатку влаштовуються головні двотаврові опорні опалубні балки, на які спираються опалубні щити, в які укладається робоча арматурна сітка, а потім заливається.

Перекрыття для надання проектної міцності бетону витримується, підперте опорними стійками. Згідно умовам компонування, прийняте монолітне перекрыття по балкам та збірне перекрыття із плит. В обох випадках плита перекрыття спирається на монолітну балку, що має опорний каркас, який заводиться в колону та з'єднується із каркасом колони. Так, описаним вище чином, зводиться по висоті увесь монолітний каркас.

Улаштування гідроізоляції покрівлі виконується укладенням одного шару руберойду.

Улаштування теплоізоляції покрівлі виконується укладенням пінополістерольних плит товщиною 120 мм.

Улаштування цементної стяжки покрівлі виконується товщиною 20 мм.

Захисний килим виконується із гальки на бітумній мастиці.

Виконання робіт по підготовці поверхні стін та стель до штукатурення здійснюється вручну, розташуванням маяків рівня поперек стінок, з кроком 1,5 м.

Виконання робіт по простому штукатуренню поверхонь стін вапняно-піщаним розчином полягає в нанесенні обризгу розчинонасосом та подальшого затирання кутів вручну.

Роботи по зовнішньому оздобленні будинку ведуться в два етапи. Перший етап – під час кладки цегляної стінки на третій, четвертій та п'ятій ділянці. Це здійснюється за рахунок використання лицьової цегли у зовнішній частині. Другий етап – улаштування фасадної системи із алюмінієвих профілів та склопакетів на першій та другій ділянці. Останні роботи здійснюються вручну, прикріпленням алюмінієвого каркасу до перекрыття, з подальшим заповненням рам склопакетами.

Виконання робіт по улаштуванню цементної стяжки здійснюється механізованим способом. Улаштування стяжки виконується на площі більше 20 м². Виконання робіт по улаштуванню підлоги здійснюється із керамічних плиток розміром 200×200 мм. При укладці прийнята розрахункова площа підлоги більше 10 м².

7. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

7.1. Технологія монтажу куполу покриття

Купол монтуємо з використанням опори, що встановлюємо в центрі споруди. Опора буде спиратися на встановлений тимчасовий фундамент на відмітці -6,000 м. Використовується опорна стійка з підйомною платформою, на яку буде монтуватися верхнє опорне кільце. Стійку встановлюють в проектне положення краном – методом обертання навколо шарніру, а потім її розкріплюють відтяжками за конструкції споруди (рис. 7.1).

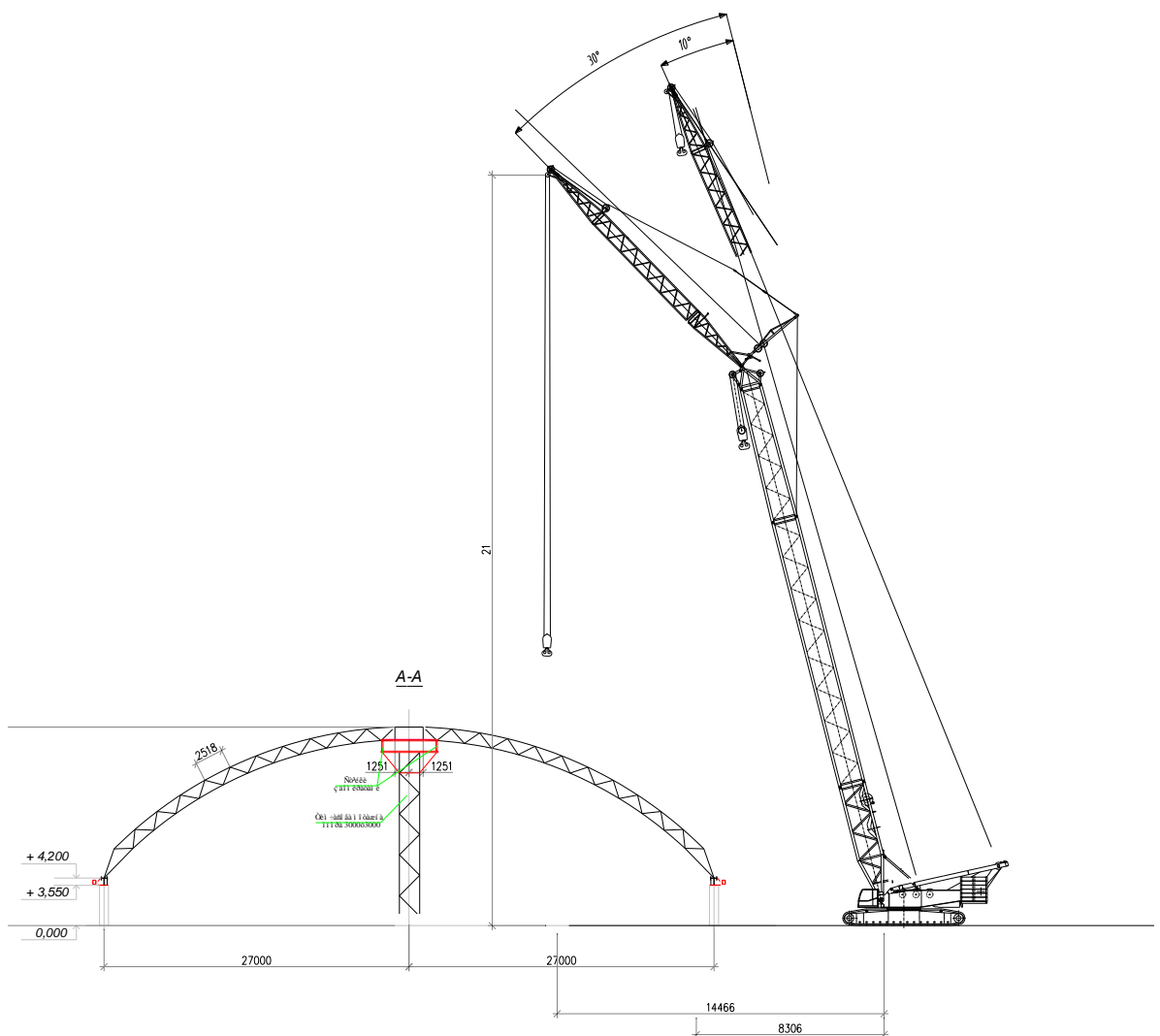


Рис. 7.1. Монтаж куполу покриття з використанням тимчасової опори

Підйомну платформу та опорне кільце після збору та зварки за допомогою електролебідок та грузових поліспастів подають з нульової відмітки на проектну, де платформа автоматично закріплюється спеціальними замками. Потім кранами монтуються секції купола та в'язі.

Для забезпечення нормальної роботи опорної стійки без горизонтальних зусиль распору від піварок, їх монтують в симетричній послідовності.

Монтаж купола для зручності та скорочення часу монтажу будемо проводити двома кранами. Підберемо кран для монтажу купола. Для цього визначимо монтажну вагу найбільш важкого елемента купола, максимальний виліт стріли, максимальну висоту підйому стріли.

Для монтажу піварки купола укрупнюємо в секції. Одна монтажна секція буде складатися з двох піварок, в'язів та кільцевих прогонів (распорок), які будуть з'єднувати піварки (рис. 7.2).

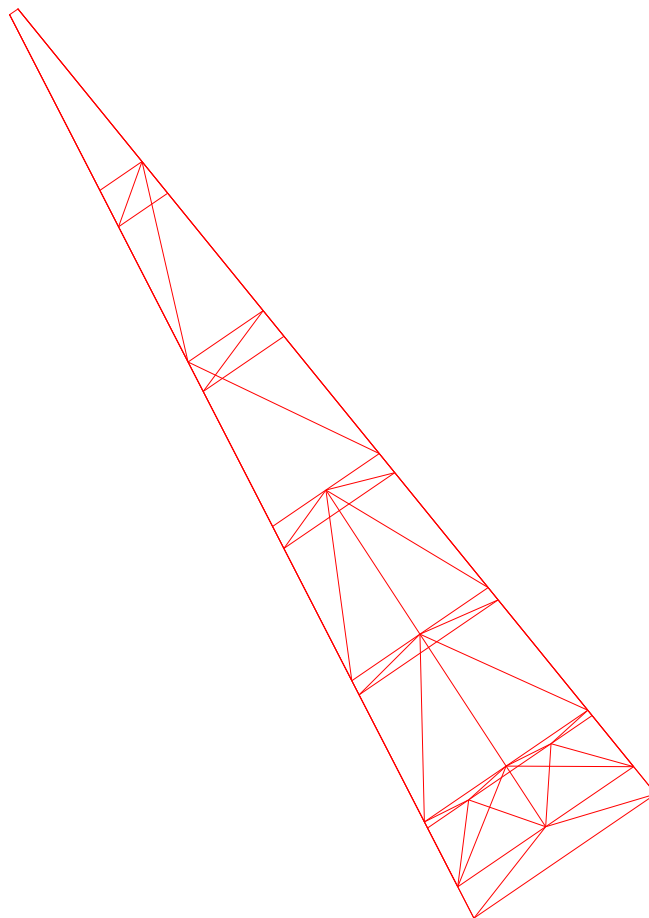


Рис.7.2. Монтажна секція куполу.

Максимальний виліт стріли крана визначаємо для найбільш віддаленої монтажної секції. (рис.7.2). Для цього кран розміщуємо на відстані 3,5 м від осі будівлі та геометрично визначають виліт стріли від осі крана до елемента, що монтують. Як видно з рис.7.3 максимальний виліт стріли 25,4м.

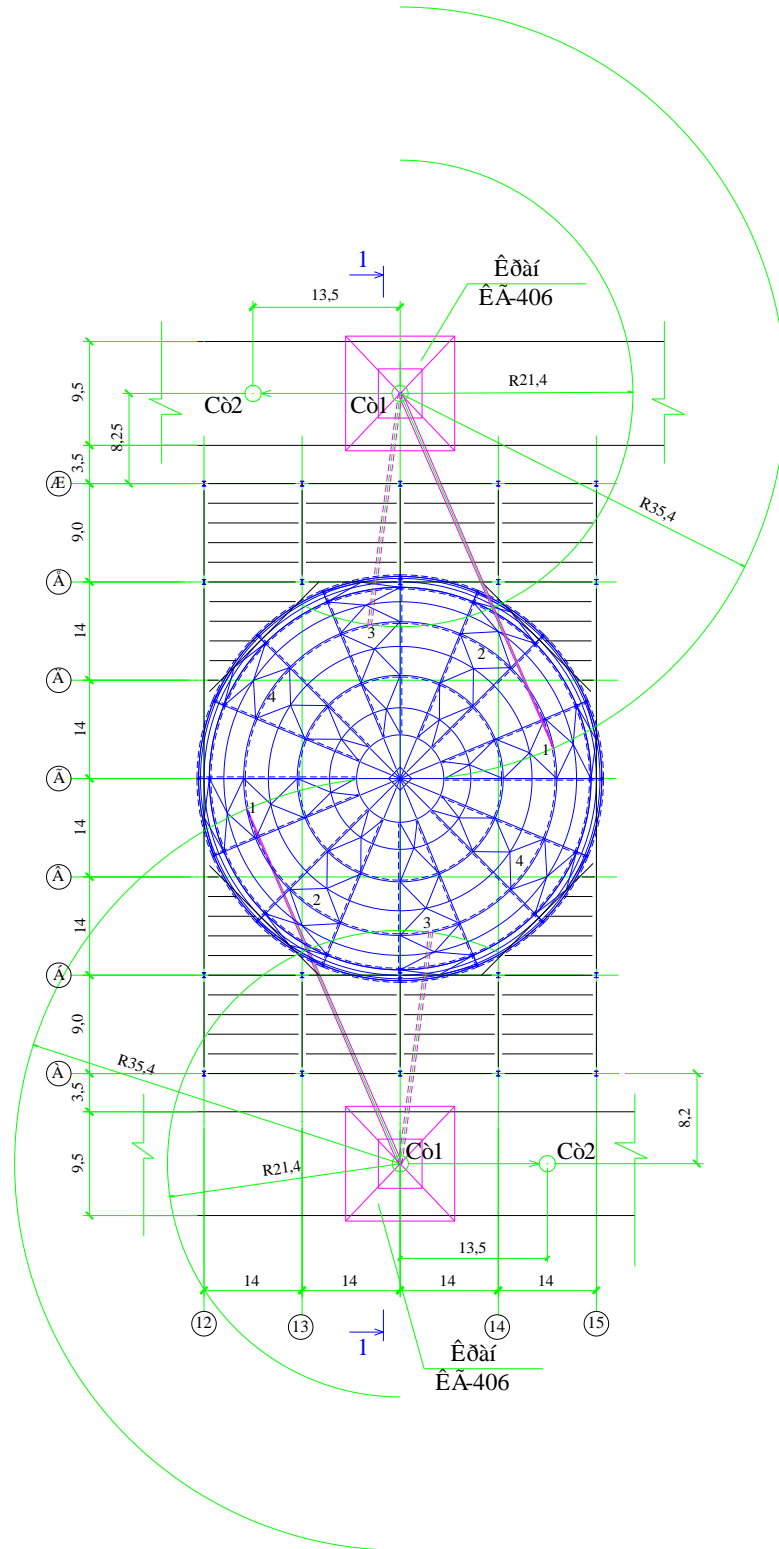


Рис. 7.3. Визначення вильоту стріли баштового крана
Максимальна висота підйому стріли (рис. 7.3).

Враховуючи отримані параметри підбираємо кран з такими характеристиками [1]:

- вантажопідйомність при найбільшому вильоті стріли – 8,5 т;
- вантажопідйомність при найменшому вильоті стріли – 40 т;
- найбільший виліт стріли – 41 м;
- найменший виліт стріли – 11 м;
- висота підйома крюка при найбільшому вильоті стріли – 52 м;
- висота підйома крюка при найменшому вильоті стріли – 86 м.

Монтаж секцій купола необхідно вести в послідовності вказаній на кресленні. 1, 2, 3 секції, в'язі та распорки між ними монтуємо зі стоянки 1, а 4 секцію, в'язі та распорки, що розміщуються поза 4 секцією монтуємо зі стоянки 2. Відстань між стоянками 13,5 м.

Монтаж куполу будуть вести дві бригади монтажників по 8 чоловік в кожній бригаді (враховуючи машиніста крана). Загальний об'єм робіт з монтажу купола – 97,05 т. Трудоемність виконання робіт – 32 люд./зміни. Тривалість робіт з монтажу купола – 2 дні.

Піварки купола розбиті на 3 монтажні ділянки. Для транспортування монтажних ділянок купола обираємо автопоїзд МАЗ-200 з такими показниками [4]:

- вантажопідйомність автопоїзда – 13,8 т;
- габарити поїзда: довжина – 14600 мм, ширина – 2650 мм, висота – 2430 мм;
- мінімальний радіус повороту 9,5 м.

Враховуючи наведені габарити, розрахуємо яка кількість автопоїздів потрібна для перевезення всіх піварок купола. Габарит піварки разом з дерев'яними прокладками 270 мм. Отже, $2430/270=9$ монтажних ділянок або 3 піварки. А для того щоб перевести 16 піварок необхідно 6 автопоїздів.

Для перевезення в'язів та распорок купола використовуємо автопоїзд МАЗ-200В в кількості 2 машини.

7.2. Розробка технологічної карти

Основні елементи каркасу мають транспортний негабарит. Це призводить до розбивки негабаритних конструкцій на монтажні марки, і лише після укрупнювальної збірки на будмайданчику проводять їхній монтаж.

Висота колон каркасу складає 9,600 м і 17,900 м. Для забезпечення стійкості колон на період монтажу приймаємо чарунковий метод зведення будівлі.

На площадці укрупнення конструкцій проходить укрупнювальна збірка колон, ферм та прогонів. Перед монтажем на колони навіщується тимчасове інвентарне огороження [11].

Підйом колон виконується методом повороту навколо нерухомого шарніру. Монтаж колон виконується безвивірочним методом. База колони кріпиться анкерними болтами до фундаменту одразу при встановленні. Для забезпечення вертикальної стійкості клони її тимчасово розкріплюють розчалками.

При таких розмірах конструкцій доцільно використовувати чарунковий метод монтажу конструкцій.

Після монтажу і тимчасового розкріплення розчалками колон чарунок по двох цифрових осях, проводиться монтаж підкранових балок методом “на поперек”. Після встановлення підкранових балок виконується монтаж вертикальних в’язей по колонах для забезпечення поздовжньої стійкості чарунок. Поперечна стійкість колон забезпечується жорсткістю конструкції самої колони.

Після встановлення вертикальних в’язей по колонах тимчасові кріплення—розчалки—демонтують та приступають до монтажу ферм покриття методом “на себе”. Після закінченні монтажу ферм переходять до монтажу прогонів.

Для виконання зварювальних робіт використовується електродуговий зварочний апарат ТСП – 1.

Порядок виконання робіт:

1. укрупнювальна збірка колон;
2. подача колон до місця монтажу;
3. навіс інвентарних сходів з кріпленням до колони;
4. навіс інвентарних сходів;
5. монтаж колон з вивіркою;
6. постановка в'язей по колонам;
7. укрупнювальна збірка ферм;
8. встановлення елементів жорсткості;
9. зняття елементів жорсткості;
10. підйом та встановлення ферм з вивіркою;
11. влаштування підмостя по поясам ферми;
12. розбірка підмостей по поясам ферми;
13. влаштування в'язей по поясам ферм;
14. електрозварювання монтажних стиків

8. ОХОРОНА ПРАЦІ

8.1. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори при виконанні монтажних робіт по встановленню конструкції купола.

Монтажні роботи по встановленню конструкції купола проводяться на відкритому повітрі. В процесі монтажу використовуються електромеханічні та зварювальні апарати. Роботи проводяться в 2 етапи: доставка монтажних частин на ділянки за допомогою баштового крану КБ-573; розкріплення та приєднання монтажних частин до секцій купола бригадою робітників.

При виконанні монтажних робіт можуть впливати наступні небезпечні та шкідливі фактори:

- 1) підвищений рівень шуму на робочому місці;
- 2) підвищений рівень вібрації;
- 3) підвищена або понижена рухомість повітря;
- 4) підвищена напруга електричного поля;
- 5) недостатня освітленість робочої зони.

Недостатня освітленість робочої зони.

Освітлення повинно відповідати вимогам ДБН В.2.5.28-2006. При недостатності природного освітлення використовується суміщене освітлення, що є освітленням, при якому в світлий час доби використовується одночасно природне і штучне світло. Для будівельних майданчиків і ділянок робіт передбачене рівномірне освітлення. При цьому освітленість повинна бути не менше 2 лм.

Підвищена або понижена рухомість повітря.

Передбачено, що роботи на відкритому повітрі при вітрі швидкістю 15 м/с і вище заборонено.

Підвищений рівень шуму на робочому місці.

Регламентовано дані на характер шуму, час доби, місце розташування об'єкта і сумарний час впливу шуму в названий час (якщо шум діє тільки 18-56% цього часу, то виправлення складає плюс 5 дБ; якщо 6-8% – виправлення плюс 10 дБ; якщо менше 6% – виправлення плюс 15 дБ).

Гранично допустимий рівень шуму - 85 дБ Вібраційні та інші установки повинні періодично проходити контроль на шумові характеристики і не перевищувати встановлені стандартами

Підвищений рівень вібрації.

Гігієнічне нормування вібрації передбачає встановлення найбільш допустимих рівнів віброшвидкості в м/с.

Підвищений напруга електричного поля.

При веденні робіт в темний час доби, при роботі з машинами, які мають електропривід, існує небезпека ураження електричним струмом. Всі струмоведучі частини необхідно робити недоступними для випадкового торкання, або застосовувати малу напругу (42 В). Дроти повітряної лінії розміщують на висоті не менше 4,5 м, а в місцях проїзду автотранспорту - не менше 6 м. Всі металеві частини електрообладнання повинні бути заземлені .

8.2. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на будівельному майданчику.

Протипожежні заходи на будівельному майданчику виконуються згідно ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».

На майданчику обладнується щит, який укомплектовується протипожежним інвентарем і знаряддям.

Передбачається внутрішнє та зовнішнє пожежегасіння (20,0 л/сек). Будинок обладнується охоронно-пожежною сигналізацією.

В конференц-залах, робочих кімнатах, та пунктах охорони, де є комп'ютерне обладнання, а також в вестибюлях, холах, коридорах і просторі підвісної стелі встановлюються адресні оптичні оповісники ORM 140, в інших допоміжних приміщеннях встановлюються адресні теплові оповісники WOM 240.

Ручні оповісники FT 513 встановлюються на шляху евакуації (в коридорах, вестибюлях, сходиноквих клітинах). Висота і ширина дверей і проходів на шляху евакуації відповідає встановленим протипожежним вимогам.

Прийняті схеми загально-обмінної вентиляції з поповерховим підключенням до вертикального колектору під стелею поверху, який розміщується вище, або підключенням на тому ж поверсі з встановленням вогнезатримуючих клапанів не допускають перетікання продуктів згорання з нижніх поверхів на верхні. Всі повітроводи проектуються з забезпеченням потрібної межі вогнестійкості.

В будинку запроектована система протидимового захисту.

При виникненні пожежі всі приточні і витяжні установки вимикаються, а вентаграти систем димовидалення ВП 1 і ВП 2 автоматично вимикаються від системи пожежної сигналізації. Клапан димовидалення відкривається на тому поверсі, де виникла пожежа.

8.4. Інструкція з охорони праці при виконанні монтажних робіт.

Розглянемо детальніше які технічні і організаційні заходи необхідно проводити під час виконання робіт на висоті.

Вимоги безпеки перед початком робіт:

1.1. Керівник робіт і працівники, які безпосередньо виконують роботи, перед початком робіт, повинні:

1.1.1. Вивчити документи, які регламентують організацію та технологію виконання робіт (проект виконання робіт, проектно-технічну документацію, наряд-допуск), та інструкції, що діють у межах підприємства.

1.1.2. Щоденно перед початком робіт проводити огляд спеціальних страхувальних засобів, що використовуються, із занесенням результатів у журнал

1.1.3. Для попередження перебування сторонніх осіб на робочому майданчику місця проведення робіт необхідно загородити та встановити попереджувальні плакати згідно з вимогами ДБН А.3.2-2:2009 ССПБ. «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення».

1.1.4. Роботи слід виконувати, якщо виробничі ділянки укомплектовані засобами пожежогасіння, медичною аптечкою, засобами індивідуального та колективного захисту, обладнанням та інструментами відповідно до технології проведення робіт тощо.

У разі відсутності або несправності вищенаведеного обладнання, пристроїв та устаткування роботи виконувати не дозволяється.

1.1.5. Перевірити наявність і справність засобів сигналізації та зв'язку.

1.1.6. Забезпечити захист від падіння предметів, матеріалів та інструменту з верхніх рівнів. Для запобігання можливому падінню інструменту, матеріалів тощо слід використовувати спеціальні сумки або пристрої для закріплення інструменту і необхідних деталей.

1.1.7. Застосовувати каски, які відповідають вимогам нормативних документів, для захисту голови робітника від механічних пошкоджень предметами, що можуть падати зверху, або при зіткненні з конструктивними та іншими елементами, для захисту від води, ураження електричним струмом повинні.

1.1.8. Забезпечити захист несучих канатів та стрічок від елементів з гострими краями спеціальними прокладками, що унеможливають їх пошкодження.

1.1.9. Перевірити справність машин, механізмів, пристроїв та інструменту, що використовуються, відповідно до інструкції з охорони праці, затвердженої керівником підприємства.

1.2. Працівники, які мають незадовільне самопочуття, керівником робіт до роботи не допускаються.

Не допускаються до робіт працівники, що перебувають у стані алкогольного або наркотичного сп'яніння.

Вимоги безпеки під час виконання робіт:

2.1. Працівники повинні виконувати тільки ту роботу, щодо якої з ними проведено інструктаж під підпис. Під час виконання робіт слід керуватися відповідними технологічними інструкціями, проектом виконання робіт та інструкціями з охорони праці.

2.2. Слід виконувати всі організаційні та технічні заходи безпеки, передбачені нарядом-допуском і цією Інструкцією.

2.3. Роботи із стропування вантажів дозволяється виконувати особам, які пройшли відповідне навчання і мають посвідчення стропальника відповідно до вимог Типової інструкції з безпечного ведення робіт для стропальників (зачіплювачів), які обслуговують вантажопідіймальні крани, затвердженої наказом Держнаглядохоронпраці України від 25.09.95 № 135, зареєстрованої в Міністерстві юстиції України 14.07.95 за № 219/755 (ДНАОП 0.00-5.04-95).

2.4. Перед тим, як здійснити підймання на висотну споруду або спускання з висотної споруди, керівникові і працівникові слід виконати огляд об'єкта та намітити схему підймання та спускання. У цьому разі можуть бути використані технічні засоби (телевізійні системи, біноклі тощо).

2.5. Керівник робіт, перед підйманням на висотну споруду або спускання з висотної споруди, зобов'язаний перевірити стан елементів споруди, які застосовуються для страхування.

Вимоги безпеки після закінчення робіт:

3.1. Працівникам слід прибрати інструменти, матеріали, засоби індивідуального захисту, розмістивши їх у відведеному для цього місці.

3.2. Керівник робіт повинен перевірити робочі місця та вивести людей із зони виконання робіт.

3.3. Працівникам про всі помічені недоліки слід сповістити керівника робіт.

Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях:

4.1. У разі виникнення аварії, пожежі або нещасного випадку працівники повинні:

- негайно припинити роботу;
- сповістити керівника робіт або роботодавця;
- ужити (по можливості) заходів усунення небезпеки, що виникла;
- у разі нещасного випадку подати необхідну допомогу потерпілому;
- у всіх нещасних випадках викликати лікаря або відвезти потерпілих до лікарні.

4.2. У разі різкої зміни кліматичних умов або інших причин, які змінюють умови виконання робіт, роботу слід припинити. Працівників та обладнання і матеріали слід спустити з висоти.

4.3. У разі незадовільного почуття працівника керівник робіт повинен відсторонити його від роботи, і якщо працівник, який відчуває себе незадовільно, перебуває на висоті, керівнику робіт слід ужити заходів з евакуації його з висоти та викликати швидку медичну допомогу.

4.4. Під час розслідування нещасних випадків і аварій слід виконувати вимоги Положення про порядок розслідування та ведення обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві, затвердженого постановою Кабінету Міністрів України від 21.08.2001 № 1094 (ДНАОП 0.00-4.03-01, із змінами та доповненнями).

9. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

9.1. Вплив природніх та техногенних факторів на навколишнє середовище під час будівництва адміністративної будівлі в м. Ужгород

Виробнича та побутова діяльність людини неминуче призводить до утворення твердих відходів. Відходи поділяються на:

- побутові, що утворюються в результаті життєдіяльності людей та амортизації предметів побуту;
- промислові, що утворюються при виробництві продукту, або виконанні робіт, під час яких вони втратили свої споживні якості;
- сільськогосподарські, що утворились в сільськогосподарському виробництві;
- будівельні (відходи в процесі будівництва будівель і споруд, виробництва будівельних матеріалів);
- споживання (вироби і машини, що втратили свої споживчі властивості в результаті фізичного і морального зносу). [1.а.і.40]

Тверді побутові відходи це: папір, картон, упаковка - 35 %, харчові відходи - 30 %, скло - 6 %, дерево - 3 %, текстиль - 3,5 %, чорні метали - 4 %, пластмаси - 2%, шкіра, гума - 1,5 %, кольорові метали - 0,2 %, інші - 13,5 %. [18]

Серйозну екологічну небезпеку представляють тверді промислові відходи, об'єми яких у декілька разів перевищують об'єми ТПВ. Деякі галузі промисловості (енергетична, гірничорудна, хімічна, чорна металургія тощо) велику частину сировини, що переробляється, скидають у відходи. Зростають звалища, полігони, хвостосховища (сучасна ТЕС, збагачувальні фабрики та інші джерела забруднення). Промислові відходи небезпечні не тільки тим, що вони займають багато місця, але й передусім тим, що можуть самозапалюватися, містять отруйні речовини і солі важких металів, які вимиваються опадами, вивітрюються, забруднюючи воду, ґрунт, повітряний басейн. [1.а.і.40]

Будівництво є одним з потужних антропогенних факторів впливу на навколишнє середовище. Цей вплив різноманітний за своїм характером і відбувається на всіх етапах будівельної діяльності - починаючи від видобутку будматеріалів і закінчуючи експлуатацією готових об'єктів. [1.а.і.40]

Як галузь народного господарства будівництво має потребу у великій кількості різної сировини, будматеріалів, енергетичних, водних й інших ресурсів, одержання яких впливає на навколишнє середовище. Із серйозними порушеннями ландшафтів і забрудненням навколишнього середовища зв'язане ведення робіт безпосередньо на будмайданчику. Порушення ці починаються з розчищення території будівництва, зняття рослинного шару й виконання земляних робіт. При розчищенні території будівництва, що раніше вже займалася під забудову, утворюється значна кількість відходів, що забруднюють навколишнє середовище при спалюванні, або займають великі території для відходів будівництва, що міняє морфологію ділянок, погіршує гідрологічні умови, сприяє ерозії. Ступінь впливу на природу залежить від матеріалів, застосовуваних для будівництва, технології зведення будинків і споруджень, технологічної оснащеності будівельного виробництва, типу і якості будівельних машин, механізмів і транспортних засобів й інших факторів. [1.а.і.40]

Територія будівництв стає джерелом забруднення сусідніх ділянок: вихлопи й шум двигунів машин, спалювання відходів. Вода широко використовується в будівельних процесах - як компонент розчинів, як теплоносій у теплових мережах; після використання вона скидається, забруднюючи ґрунтові води й ґрунти.

Однак саме будівництво - процес відносно швидкоплинний. Значно складніше справа стає із впливом на природу об'єктів, що є продукцією будівництва - будинків, споруджень і їхніх комплексів - урбанізованих територій. Їхній вплив на навколишнє природне середовище ще недостатньо вивчено, тому практично всі екологічні заходи носять рекомендаційний характер. [1.а.і.40]

Що ж стосується нинішніх результатів, то: зменшується кількість дерев, забруднюються води й ґрунти внаслідок промислових викидів і нагромадження комунально-побутових відходів, відбувається запилення, газове й теплове забруднення повітря, що приводить до зміни рівня радіації, випаданню опадів, зміні температур повітря, вітрового режиму, тобто до створення штучних умов на урбанізованій території. [1.а.і.40]

Для оцінки впливу на довкілля будівного комплексу необхідно визначити способи обробки металів - лиття, обробка тиском, обробка різанням, електрохімічна та ультразвукова обробка. Вплив на довкілля спричинюється насамперед утворенням великої кількості відходів.

Хоча основна частина відходів — відпрацьовані суміші та шлаки, але відносно забруднення навколишнього середовища найбільшу небезпеку мають пил та гази у зв'язку з тим, що їх важко вловлювати та відводити. їх кількість при виробництві однієї тонни виливків зі сталі або чавуну дорівнює: пилу - 50 кг, оксиду сірки - 1,5-2 кг, вуглекислого газу - 250 кг, вуглеводнів - 1 кг. Окрім цього, виділяються також шкідливі гази, такі, як фенол, формальдегід, фурфурол, ацетон, бензол та інші, загальна кількість яких хоча й невелика, але являє небезпеку через токсичність. [1.а.і.40]

Тверді відходи ливарного виробництва, потрапляючи у відвали, являють собою в основному відпрацьовані ливарні піски. Невелику частину (менше 10%) займають металеві відходи, кераміка, деревина, сміття та ін. Головним напрямком зменшення кількості твердих відходів треба вважати регенерацію відпрацьованих ливарних пісків.

9.2. Вплив на гідросферу

Роль гідросфери в урбоекосистемі надзвичайно важлива, оскільки вода входить до складу всіх живих організмів, вона є розчинником і переносником поживних речовин, учасником біохімічних процесів, регулятором теплообміну з довкіллям. Вода - один з найважливіших компонентів регулювання клімату планети та забезпечення господарської та промислової діяльності людей.

З ростом благоустрою міст розташовані в міській зоні водні об'єкти все більше набувають важливого архітектурно-планувального, рекреаційного та естетичного значення.

Один із найважливіших чинників, що впливає на гідросферу - енергетика (забруднення водних об'єктів продуктами згоряння палива, кислотами, солями, органічними та неорганічними речовинами, зміна теплового й сольового балансів вод).

Істотний внесок у забруднення гідросфери вносить і транспорт. Велику небезпеку завжди створювало і бактерицидне забруднення поверхневих вод, що призводило до масових спалахів епідемій.

Слід відмітити також явище евтрофікації водоймищ, що призводить до їхнього повторного забруднення. Суть такого явища полягає у стрімкому зростанні маси найпростіших водоростей за рахунок притоку у водоймища стічних вод, що містять значну кількість фосфору і нітратів. Гинучи, такі водорості поглинають із води кисень, що призводить до порушення нормального проходження біологічних процесів.

Забруднення поверхневих і підземних вод завдає великого збитку економіці багатьох країн як внаслідок втрат у рибному господарстві, непомірно високих витрат на водопідготовку, більш активної корозії частин підводних конструкцій і гідравлічних агрегатів, так і внаслідок підвищеної захворюваності населення, що користується водою недостатньо високої якості.

Розвиток промисловості, комунального господарства призвів до того, що забрудненість природних водостоків у межах системи розселення і міських агломерацій підвищилася в десятки разів. Слід відзначити, що значна рухливість водного середовища сприяє перенесенню забруднення на великі відстані, причому із зростанням інтенсивності забруднення річок різко зростають і зворотні реакції гідросфери. Це виявляється в різкому зниженні якості поверхневих, а в ряді випадків, і підземних вод.

Основними джерелами забруднення підземних і ґрунтових вод є втрати в каналізаційній системі і звалища, а також нафтопродукти.

Джерелом забруднення стічних вод у ливарних цехах є, головним чином, установки гідравлічного та електрогідравлічного очищення литва, вологого очищення повітря, гідрогенерації відпрацьованих формівних сумішей. Кількість стічних вод можливо значно зменшити шляхом здійснення зворотного водопостачання.

9.3. Вплив на атмосферу

Металорізальне та складальне виробництво значно менше впливають на довкілля в порівнянні з ливарним. Найбільш значний вплив на довкілля спричинюють операції промивки та очищення виробів (утворюються шкідливі речовини - органічні розчинники, фенол, бензол та інші), емульсійне охолодження виробів в процесі механічної обробки (змащувально-охолоджувальні рідини, нафтопродукти тощо).

Виробництво будівельних конструкцій та матеріалів являє собою сукупність складних технологічних процесів, пов'язаних з перетворенням сировини у різні стани і з різними фізико-механічними властивостями, а також із використанням різного ступеня складності технологічного обладнання та допоміжних механізмів. У багатьох випадках ці процеси супроводжуються виділенням великої кількості полідисперсного пилу, шкідливих газів та інших забруднень. До технологічних процесів, пов'язаних з підвищеним виділенням пилу та шкідливих газів, відносяться завантаження, перевантаження й розвантаження сипучих матеріалів, їх сортування, подрібнення, транспортування, змішування, формування та пакування.

Для арматурних цехів, а також цехів із виробництва нестандартних металевих конструкцій характерними є пил металів та їх окалин, зварювальні аерозолі двоокису вуглецю та марганцю. Пил металів та їх окалин виділяється при холодній обробці металу і незначно (в 1,5 рази) перевищує санітарні норми. При контактному зварюванні санітарні норми оксиду марганцю підвищуються в 1,3, а зварювальних аерозолів в 1,1-1,3 рази.

При ручному електричному зварюванні спостерігається виділення оксиду азоту в межах норм; двоокиси вуглецю та марганцю перевищують ГДК відповідно у 1,5-2 та 1,3-3 рази, зварювальні аерозолі - в 3-4 рази, [18].

Виробництву будівельних конструкцій та матеріалів на окремих дільницях властиві підвищення виділення пари та теплоти. На деяких робочих місцях влітку температура досягає 30-40 °С, у той же час є робочі місця, де взимку температура буває мінусовою. Існують дільниці з підвищеною (85-95%) й дуже малою (25-30%) вологістю, протягами.

Вентиляційні викиди деяких виробництв, пов'язаних з фарбуванням та сушінням різних виробів, містять органічні речовини, концентрації яких значно перевищують ГДК для атмосферного повітря. Якщо ГДК розчинників в атмосферному повітрі, залежно від складу, не повинна перевищувати в середньому 0,6 мг/м³, то їх концентрації у вентиляційних викидах досягають 1-10 г/м³. Для утилізації та знешкодження таких викидів сьогодні використовуються адсорбційні та окиснювальні методи.

9.4. Заходи щодо зниження впливу забруднень на довкілля. Розміщення твердих побутових відходів.

Утилізація (застосування з користю) сміття у великих містах і міських агломераціях - надзвичайно важлива народногосподарська проблема. Найбільш широко застосовуються компостування спалення і піроліз твердих побутових відходів.

Найбільш простим способом знешкодження і переробки твердих побутових відходів є компостування. Це аеробний біологічний процес із виділенням тепла під впливом термофільних мікроорганізмів, які окиснюють органічну речовину.

Спалення сміття набуло широкого поширення в останні десятиріччя. Перевагою процесу є можливість використати сміття як енергетичну сировину. До недоліків методу слід віднести утворення великої кількості пилу і шлаку, а також значне забруднення атмосфери.

Найбільш ефективним є піроліз твердих побутових відходів, який включає дроблення і висушування сміття, видалення всіх неорганічних фракцій, нагрівання іншої маси до 485 °С без доступу повітря. Із 1 т органічної маси добувається 160 л штучної низько сірчистої нафти, 70 кг вугілля, горючі газу. Однак такі заводи досить дорогі і ефективні в дуже великих містах.

Утилізація твердих відходів промисловості здійснюється, в основному, у двох напрямках:

- використання відходів як сировини в інших галузях промисловості (наприклад, у виробництві будматеріалів);
- включення їх в технологічний процес (маловідходне виробництво).

Значним внеском у захист навколишнього середовища є реутилізація використаного металу. Реутилізація металів - важливий резерв економії природної сировини. Велика кількість металу щорічно викидається у довкілля внаслідок зносу, корозії металу. Реутилізація - відношення використаного металу старого утилю до загального використаного первинного металу і металу нового утилю у відсотках.

При виконанні будівельно-монтажних робіт на селищних територіях повинні бути дотримані вимоги по запобіганню запиленості і загазованості повітря. Не допускається при збиранні сміття скидати його з поверхів будинків і споруд без застосування закритих лотків і бункерів-нагромаджувачів.

9.5. Захист гідросфери

Заходи щодо охорони гідросфери визначаються якістю водних об'єктів, яка є наслідком двох основних процесів - надходження речовин із зовнішніх джерел та внутрішніх змін у самих об'єктах. Процеси, в результаті яких відновлюється фоновий стан водного об'єкту, називаються процесами самоочищення. Другим процесом, що впливає на якість води, є перенесення речовини та енергії водним потоком, [19].

Розв'язання проблеми нейтралізації антропогенного забруднення йде у двох напрямках:

- максимального скорочення скидання забруднених стоків у водоймища;
- ефективного очищення (вдосконалення систем водопостачання, впровадження систем оборотного водопостачання, розведення в сукупності з процесами самоочищення тощо).

Міські стічні води - це суміш господарсько-побутових, промислових, зливових (дощових, снігових) вод, а також стічних вод від поливання і миття міських територій.

Основними методами обробки міських стічних вод є механічні методи (затримання нерозчинних великих часток на ситах, ґратах, фільтрах, у відстійниках), фізико-хімічні методи (кристалізація, випаровування, евапорація, екстракція, іонний обмін), біологічні методи (поля зрошення, поля фільтрації, крапельні біофільтри, аеротенки тощо).

До найбільш перспективних методів охорони водоймищ відносяться фізико-хімічні методи очищення в сукупності з мікробіологічними, продування особливо забруднених діляниць киснем, нагрів нижнього шару води для кращого її перемішування, улаштування очисних станцій тощо.

Для уникнення шкідливого впливу поверхневого стоку з території підприємства необхідно створювати локальні дощові каналізації. Вони мають збирати поверхневі стічні води і направляти їх на локальні очисні споруди, для очищення їх від основних забруднювачів для запобігання їх потраплянню у водойми, [19].

Випуск води з будівельних майданчиків безпосередньо на схили без належного захисту від розмиву не допускається. При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар, придатний для наступного використання, повинен попередньо зніматися і складатися в спеціально відведених місцях.

Виробничі і побутові стоки, що утворюються на будівельній площадці, повинні очищатися і знешкоджуватися в порядку, передбаченому проектом організації будівництва і проектами виконання робіт.

Для забезпечення очищення води використовують водоочисні споруди з метою надання природній воді якостей, які відповідали б вимогам користувачів. Води поверхневих джерел (річок, озер), як правило, не придатні для пиття через значну каламутність, колірність і більш, ніж це допустимо для питної води, вміст бактерій. Тому до подачі води у господарсько-питний водопровід на водоочисних спорудах її освітлюють (вилучають завислі та колоїдні частки), усувають колірність і знезаражують (звільнюють від хвороботворних бактерій), пом'якшують і т.д.

Очищена вода подається до об'єкта по водоводах і постачається по його території водопровідною мережею.

9.6. Захист атмосфери

Використання пилоочисних споруд дає можливість не тільки домогтися очищення газів від пилу, але й повторно використовувати раніше викинутий пил. Ефективною є система сухого і вологого очищення газів у рукавних фільтрах із уловлюванням Fe_2O_3 і подальшої його транспортації.

З токсичних газів перше місце посідає оксид вуглецю. Головний спосіб зменшення кількості оксиду вуглецю, який потрапляє в навколишнє середовище, - допалювання його до діоксиду вуглецю.

Заходи боротьби зі шкідливим впливом на довкілля промисловості будівельних матеріалів надзвичайно різноманітні. Очищення від викидів сірчистого газу може здійснюватись при попередній обробці палива для видалення з нього сірки чи шляхом уловлювання сірчистого ангідриду з газів у повітроочисних пристроях.

Очищення викидів від оксидів азоту ґрунтується на попередньому окисненні NO з наступним поглинанням NO_2 та N_2O_3 різними поглиначами.

У промисловості використовується метод окиснення NO у газовій фазі за допомогою кисню. Відновлювальний метод базується на відновленні NO та NO₂ до елементарного азоту за допомогою гарячого газівідновлювача.

Атмосфера - найбільш рухлива частина біосфери. Тому при відповідних метеорологічних умовах особливо великі осередки забруднення і вхідні в них речовини переносяться повітряними потоками на сотні і тисячі кілометрів.

Атмосфера не володіє здатністю акумулювати шкідливі речовини і з часом самоочищується. Незначна частина забруднень підіймається на висоту більше 3км. Однак в більшості великих міст, де темпи викидів шкідливих речовин наближаються до швидкості їх розсіювання, виникають критичні ситуації, які і визначають складність проблем очищення повітряного басейну.

Ступінь забруднення залежить від природних і антропогенних причин: віддаленості, погодних умов взимку і влітку (метеорологічний режим), швидкості вітру, утворення островів тепла і їх впливу на клімат в місті та інше. Будівництво - процес відносно швидкоплинний і тому вплив на атмосферу несуттєвий.

ВИСНОВКИ

Виконуючи дипломну роботу, та проводячі дослідження властивостей бетонних та залізобетонних конструкцій, після впливу на них високих температур, мною було виявлено залежність втрати міцності конструкцій від температури взаємодії.

Вплив високих температур на бетон і залізобетонні конструкції знижує їх довговічність і жорсткість. Портландцемент незворотний через порушення твердості і структурних змін.

Починаючи з **200 °C**, відбувається зниження міцності та розтріскування, але матеріал досить вогнестійкий і повільно модифікується за рахунок малої швидкості нагрівання поверхні. Тепло виділяється в процесі випаровування води при руйнуванні цілісності цементу, таким чином дозволяючи чинити опір нетривалому впливу високих температур.

Під час пожежі руйнування матеріалу відбувається пошарово за рахунок ослаблення міцності та тиску парів, що проникають у пори конструкції.

Максимальний рівень вогнестійкості обумовлений розмірами перерізу конструкції, виду арматури, якості класу бетону, обраного виду заповнювача, захисного бетонного шару та навантаження, яке витримує конструкція.

В основному межа стійкості перекриттів, стін та колон залежить від якості цементного розчину, його характеристик та товщини конструкцій.

Найбільш схильними частинами при пожежі вважають елементи, що згинаються: балки, плити і ригелі. Арматура у цих конструкціях покрита тонким шаром бетону. Тому ця частина швидко прогрівається до критичних температур та руйнується.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Джерело №1: ДСТУ-Н Б В. 2. 6-205:2015. Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд [https://dnaop.com/html/62945/doc-ДСТУ-Н_Б_В.2.6-205_2015];
2. Джерело №2: Руйнування бетону під дією негативних знакозмінних температур [https://uadoc.zavantag.com/text/18919/index-2.html?page=2];
3. Джерело №3: Вогнестійкість залізобетонних конструкцій [http://um.co.ua/4/4-7/4-79365.html];
4. Джерело №4: Вогнестійкість залізобетонних та металевих конструкцій [http://um.co.ua/8/8-4/8-41145.html];
5. Джерело №5 Вогнестійкість будівельних конструкцій будівель [http://um.co.ua/1/1-8/1-87841.html];
6. Джерело №6 ДБН В. 1. 1. 7–2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва [https://profidom.com.ua/v-1/v-1-1/1220-dbn-v-1-1-72002-pozhezhna-bezpeka-obektiv-budivnictva-];
7. Джерело №7 Пожежна небезпека житлових будинків і комплексів підвищеної поверховості [https://ukrbukva.net/93685-Pozharnaya-opasnost-zhilyh-domov-i-kompleksov-povyshennoiy-etazhnosti.html];
8. Джерело №8 Damage Assessment of Concrete Structures exposed to Fire [https://www.researchgate.net/publication/263480012_Damage_Assessment_of_Concrete_Structures_Exposed_to_Fire];
9. Джерело №9 Assessment of concrete structures after fire (Joakim Albrektsson, Mathias Flansbjer, Jan Erik Lindqvist and Robert Jansson) [http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:962608/FULLTEXT01.pdf];
10. Гетун Г. В. «Архітектура будівель і споруд. Основи проектування: Підручник. – К. : Кондор, - 2011 р. – 378 с. ;
11. ДБН А. 2. 1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. Київ, Мінрегіонбуд України, 2008;
12. ДБН А. 3. 1-5-2016 «Організація будівельного виробництва» – К. :2016.

13. ДБН А. 3. 2-2:2009 ССПБ. «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення».
14. ДБН В. 1. 1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Основні положення».
15. ДБН В. 1. 2-7-2008 СНББ. «Основні вимоги до будівель».
16. ДБН В. 2. 1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. ЗМІНА №1 (на зміну СНиП 2. 02. 03-85, крім розділу 5 – палі). К. , Мінрегіонбуд України, 55с. , 2011;
17. ДБН В. 2. 5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»
18. ДБН В. 2. 5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд»
19. ДБН В. 2. 6-31:2006. «Теплова ізоляція будівель проектування». - К. : Мінрегіонбуд України, 2009 - 104с. – Чинні від 01. 07. 2009.
20. ДБН В. 2. 6-98-2009. «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»
21. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій;
22. ДСТУ Б А. 3. 2-13:2011. Система стандартів безпеки праці будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги;
23. ДСТУ Б. А. 3. 2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків;
24. ДСТУ Б. В. 2. 6-156:2011. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування;
25. ДСТУ Б. В. 2. 6-169:2011. «З'єднання зварної арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкції та розміри»
26. ДСТУ Б В. 2. 8-43:2011 «Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови»
27. Громадські будинки та споруди. Основні положення : ДБН В. 2. 2. -9-99. [Чинні від 2000-01-01] / Мінбудархітектури України. — К. : Укрархбудінформ, 1999. — 47 с. — (Державні будівельні норми України).

28. ДСТУ Б В. 2. 6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції із важкого бетону». Правила проектування. Мінрегіонбуд України. Київ. - 2011р.
29. ДБН В. 2. 6-31:2016. «Теплова ізоляція будівель» - К. : Мінбуд України, 2016. - 35 с.
30. ДБН В. 2. 6-163:2015 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу».
31. ДСТУ ГОСТ 7798: 2008 «Болти з шестигранною головкою класу
32. точності В».
33. ДСТУ 7806:2015 «Прокат з легованої конструкційної сталі. Технічні умови».
34. ДБН В. 1. 2 2:2006 «Навантаження та впливи».
35. ДБН Б. 2. 2-12:2019 «Планування і забудова територій», чинний з 1 жовтня 2019 р.
36. ДБН В. 2. 5-23:2010 «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення»;
37. ДБН В. 2. 5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»;
38. ДСТУ Б В. 2. 5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд».
39. ДБН В 2. 5-13-98 „Пожежна автоматика будівель та споруд”,
40. Джерело №40 Забруднення та деградація ґрунту [https://studopedia.com.ua/1_387823_zabrudnennya-ta-degradatsiya-runtu.html]
41. СТУ Б В. 2. 6-145:2010 «Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних та залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні умови».
42. ДСТУ-Н Б В. 1. 1-27:2010 «Будівельна кліматологія». – К. : Держбуд України, 2012.
43. ДБН В. 1. 2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд/ Мінрегіонбуд України. – Київ, 2018.

44. Технология строительного производства: Справочник / С. Я. Луцкий, С. С. Атаев, Л. И. Бланк и др. ; Под ред. С. Я. Луцкого, С. С. Атаева. - М. : Высш. шк. , 1991.
45. Строительные краны: Справочник / В. П. Станевский, В. Г. Моисеенко и др. - К. : Будівелник , 1989.
46. ДБН В. 2. 6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції».