

**Міністерство освіти і науки України**  
**Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя**

---

**Факультет інженерії машин, споруд та технологій**  
(повна назва факультету)

---

**Кафедра будівельної механіки**  
(повна назва кафедри)

---

# **КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

на здобуття освітнього ступеня

**магістр**

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему:

**Проект офісного центру зі складськими приміщеннями з дослідженням вогнестійкості несучих конструкцій**

---

Виконав: студент 6 курсу, групи МБд-21  
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

---

(шифр і назва спеціальності)

Керівник

(підпис)

**Загурський І.М.**

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

**Данильченко С.М.**

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

**Ясній В.П.**

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2021

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра будівельної механіки

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри

«\_\_\_\_\_»

2021 р.

## **ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 «Будівництво і цивільна інженерія»

Загурський Ігор Михайлович  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект офісного центру зі складськими приміщеннями з дослідженням вогнестійкості несучих конструкцій

Керівник роботи Каспрук Володимир Богданович, к.т.н.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «28» жовтня 2021 року №4/7-917

2. Термін подання студентом роботи 20 грудня 2021 року

3. Вихідні дані до роботи Інженерно-геологічна розвідка будівельної ділянки під зупинку громадського транспорту з об'єктами торгово-побутового призначення.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)  
Вступ; Розділ 1. Архітектурно-будівельний розділ; Розділ 3. Науково-дослідний розділ; Розділ 4. Охорона праці.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
Фасад, розріз, план забудови, план першого поверху, план типового поверху, план покрівлі, план перекриття, календарний графік виконання робіт, робочі креслення фундаменту. Презентація наукової частини.

## 6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Каспрук В.Б., к.т.н.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викладач		
Нормконтроль	Данильченко С.М., ст. викладач		

## 7. Дата видачі завдання

### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	03.07.2021	
2	Об'ємно-планувальне рішення.	10.07.2021	
3	Конструктивні рішення.	18.07.2021	
4	Теплотехнічний розрахунок стін та стелі.	25.07.2021	
5	Збір навантаження на перекриття та покриття.	02.08.2021	
6	Розрахунок фундаменту в варіанті забивних паль.	10.09.2021	
7	Розрахунок фундаменту в варіанті бурових паль.	20.09.2021	
8	Розрахунок календарного графіка виконання робіт.	05.10.2021	
9	Проектування будівельного генерального плану.	10.10.2021	
10	Огляд літератури щодо застосування композитної арматури	18.10.2021	
11	Опрацювання методики досліджень.	25.10.2021	
12	Обробка експериментальних даних.	30.10.2021	
13	Аналіз експериментальних даних.	15.11.2021	
14	Розробка заходів охорони праці.	28.11.2021	
15	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	05.12.2021	
16	Охорона навколишнього середовища.	10.12.2021	

Студент

\_\_\_\_\_ (підпис)

Загурський І.М.

\_\_\_\_\_ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

\_\_\_\_\_ (підпис)

Каспрук В.Б.

\_\_\_\_\_ (прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

### Вступ

#### 1. Архітектурно -будівельний розділ

##### 1.1 Підстави для розробки проекту

##### 1.2 Вихідні матеріали і документи

##### 1.3 Кліматичні дані

##### 1.4 Район будівництва відноситься до I кліматичного підрайону

##### 1.5 Генеральний план

##### 1.6. Інженерна підготовка ділянки

##### 1.7 Архітектурно-планувальне рішення

##### 1.7.1 Архітектурне вирішення фасадів

##### 1.7.2 Внутрішнє оформлення будівлі

##### 1.8 Протипожежний захист

##### 1.9 Конструктивна частина

##### 1.10 Забезпечення водою та відвід води

##### 1.10.1 Потреба в теплі та циркуляція повітря

##### 1.10.2 Водопостачання

##### 1.10.3 Гаряче водопостачання

##### 1.10.4 Каналізаційна система

##### 1.10.5 Каналізація на дощові стоки

##### 1.10.6 Теплопостачання

##### 1.10.7 Система опалення

##### 1.11.2 Електропостачання

##### 2.1 Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття

##### 2.1.1 Дані для проектування

##### 2.1.2 Збір навантажень на плиту

##### 2.1.3 Розрахунок полиці плити

##### 2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

##### 2.1.5 Розрахунок плити на міцність в стадії експлуатації

##### 2.1.5.1 Визначення розрахункових зусиль

2.1.5.2 Розрахунок міцності нормальних перетинів

2.1.5.3 Розрахунок міцності похилих перетинів

2.1.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перетину плити

2.1.7 Попереднє напруження прутків і його втрати

2.1.8 Розрахунок плити по виникненню тріщин

2.1.9 Визначення прогину плити

2.2 Розрахунок несучої здатності основ прямокутного фундаменту

3. Наукова частина

4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці

4.1.1 Нормативи про свій робочий майданчик

4.1.2 Розрахунок вентиляції

4.2.1 Стійкість будинку культури в надзвичайних ситуаціях

Загальний висновок

Бібліографія

## Вступ

**Актуальність теми.** Капітальні об'єкти вирішують основну роль і впливають на спосіб життя людей та суспільства. Величина кількості капітального фонду і їх якісні показники є об'єктивним показником розвитку економіки держави, її науки, культури і виробництва, а також добробуту народу. Життя і побут громадян значною мірою залежить від наявності необхідних будівель і споруд, їх відповідності своєму призначенню, технічному стану, а також ступеню збереження та забезпечення експлуатаційної придатності. Кожна будівля і споруда характеризується відповідними експлуатаційними властивостями, які мають зберігатися протягом всього терміну служби завдяки технічно правильній експлуатації. Основою експлуатації є запобігання передчасному фізичному зношенню, а також усунення виявлених дефектів і пошкоджень будівель і споруд. Цього досягають застосуванням чіткої системи оглядів та планово-запобіжних ремонтів.

Загальною вимогою до бетонних та залізобетонних конструкцій є їх довговічність, ця вимога окрім основних вихідних характеристик якості продукту повинна відповідати вимогам безпеки та експлуатаційної придатності з відповідним ступенем надійності на протязі заданого терміну експлуатації при різноманітних видах впливу, а саме навантаженнях, кліматичних та технологічних чинниках, поперемінному заморожуванню та відтаюванню. Часто при експлуатації бетонних і залізобетонних конструкцій зустрічається температурне нагрівання бетонних, залізобетонних і сталобетонних конструкцій як в процесі їх експлуатації, так і при їх виготовленні. Температурні напруження, що виникають при нагріванні, можуть виявитися досить великими і призвести до виникнення тріщин у конструкціях або навіть до їх руйнування при низьких експлуатаційних навантаженнях.

Основним принципом підвищення довговічності бетонних будівельних конструкцій та терміну їх експлуатації є одним з головних питань стратегії самого розвитку, яка полягає в зменшенні витрат енергії та матеріальних ресурсів у

процесі спорудження та експлуатації будівельних конструкцій при зменшенні негативного впливу на оточуюче середовище.

Актуальною залишається проблема забезпечення населення робочими місцями і для цього на даному етапі необхідні сучасні і комфортні приміщення, щоб була можливість працювати людям і створювати матеріальні і духовні блага. А на сучасному етапі в спадок залишились некомфортні, економічно витратні, старі будівлі у реконструкцію яких не вигідно вкладати кошти. По відсотковому відношенню кожна четверта будівля потребує капітального ремонту .

З огляду на даний проект, в даній кваліфікаційній роботі виконано проектування п'ятиповерхової офісної будівлі, дана будівля має привабливий вигляд відповідає всім вимогам норм проектування. Особливо розкриті питання по впливу високих температур на несучу здатність будівельних конструкцій.

**Мета роботи:** Експериментально дослідити вплив вогнестійкості несучих конструкцій, виявити можливе покращення стійкості бетонних несучих конструкцій до високих температур.

Для досягнення поставленої цілі в роботі потрібно вирішити основні

**науково-технічні завдання:**

- дослідити в ході експерименту зміну характеристик бетону на взірцях;
- розробити метод по виявленню мікро тріщин під дією високих температур;
- отримати дані для визначення проходження змін у матеріалі;
- оцінити вплив високих температур на міцнісні характеристики залізобетону.

**Наукова новизна – отриманих результатів:**

на основі проведених досліджень визначена залежність утворення мікро тріщин від температурного режиму. В ході проведених досліджень отримано експериментальні дані по уточненню методики по виявленню мікротріщин та їх розподіл по поверхні і у товщі матеріалу.

**Практична цінність**

В ході проведених досліджень отримано експериментальні дані по уточненню методики по виявленню мікротріщин та їх розподіл по поверхні і у товщі матеріалу.

- визначено в ході роботи процес руйнування в залежності від товщини і класу бетону.



# **1.Архітектурно -будівельний розділ**

## **1.1 Підстави для розробки проекту**

Кваліфікаційна робота на тему: «Проект офісного центру зі складськими приміщеннями з дослідженням вогнестійкості несучих конструкцій» виконана на підставі матеріалів, перелік яких подано в завданні, і обумовлений необхідністю будівництва нового офісного центру в поєднанні з складськими приміщеннями.

## **1.2 Вихідні матеріали і документи**

Основними вихідними документами для розробки дипломного проекту є:

1. Завдання на дипломне проектування.
2. Матеріали по архітектурній частині.

## **1.3 Кліматичні дані**

### **1.4 Топографічні, геологічні та гідрогеологічні умови**

Район будівництва відноситься до I кліматичного підрайону з такими характеристиками:

- |                                                                        |             |
|------------------------------------------------------------------------|-------------|
| - середня температура найбільш холодних п'яти днів                     | -21°C;      |
| - температура повітря найбільш холодної доби                           | -25°C;      |
| - середня температура опалювального періоду                            | -0,5°C;     |
| - літня розрахункова температура вентиляції                            | 22,6°C;     |
| - зимова розрахункова температура вентиляції                           | -21 °C;     |
| - тривалість опалювального періоду                                     | 191 доба;   |
| - середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця | 84%;        |
| - нормативне значення вітрового тиску                                  | 0,38 кПа;   |
| - нормативна вага снігового покриву                                    | 0,5 кПа;    |
| - нормативна глибина промерзання ґрунтів                               | 80 см;      |
| - сейсмічність                                                         | до 6 балів. |

Будівельний майданчик розташований в м. Збаражі. Рельєф ділянки спокійний з загальним похилом на південний схід і характеризується абсолютними відмітками від 217,5 до 220,5 м. Розвідувальний район є добре вивченим в інженерно-геологічному відношенні. При розробці проекту використані матеріали топогеодезичної зйомки та інженерно-геологічних вишукувань, виконаних Тернопільським будівельно-розвідувальним підприємством.

Природний рельєф ділянки порушений при влаштуванні вулиць і тротуарів, прокладанні інженерних мереж та упорядкуванні території.

### **1.5 Генеральний план**

Земельна ділянка на якій знаходиться будівля розташована в м. Збаражі по вул. Академіка Корольова в житловій забудові. Ділянка межує з житловими будинками. Рельєф ділянки спокійний, з невеликим ухилом на Схід та Захід . Генеральний план вирішений з урахуванням межі ділянки. Будівництво проведене з урахуванням розміщення інженерних споруд і комунікацій у відповідності з діючими нормами і правилами технічних, санітарних і протипожежних норм і правил.

Ділянка забезпечена інженерними мережами (водопроводом та каналізацією), також до будівлі є підвід електроенергії. Ділянка частково озеленена.

Так як даний об'єкт знаходиться неподалік центральної вулиці. Для створення комфорту в навколо будинкової зони потрібно враховувати кількість зелених

Для забезпечення нормальних санітарних умов території будинку, що вільна від забудови і заощення, вона підлягає озелененню. Вздовж вул. Академіка Корольова для захисту від шуму, викидів шкідливих речовин висаджена однорядна посадка з каштану широколистоного. У дворовому просторі території будинку насаджено дерева з різних порід, фруктових дерев: та ін. Також серед зелених насаджень виділяють, ялини сріблясті, вишні, берези та ін. Вільну від мощення та забудови територію передбачено засіяти багаторічними травами, створити газон.

На ділянці розміщується житлова будівля, майданчик для дітей шкільного та дошкільного віку, площадка для сміттєзбірника, майданчик для відпочинку дорослого населення, майданчик для сушки білизни, майданчик для вибивки килимів. Також на території влаштовано тимчасові стоянки для автомобільного транспорту.

Благоустрій ділянки виконується з урахуванням потреб працюючих, комфортності їхнього відпочинку та пересування. Для забезпечення зручності передбачено влаштування малих архітектурних форм: пісочниці, лави, урни для сміття, гойдалки, перекладини для вибивки килимів та ін.

## **1.6. Інженерна підготовка ділянки**

Рельєф ділянки спокійний, з ухилом на Схід та Захід. Зливні води відводяться з ділянки по рельєфу. Проведене вертикальне планування території. Тип покриття пішохідних доріжок і тротуарів, - фігурні елементи мощення, відмостка будинку тротуарна плитка . Тип покриття доріг -дрібнозернистий асфальтобетон.

## 1.7 Архітектурно-планувальне рішення

Планування і набір приміщень передбачає створення комфортних умов проживання та перебування. Будівля складається з коридорної системи на поверсі, він розміщується в здовж всього будинку, на останньому поверсі площадка для обслуговування ліфта. На першому поверсі знаходяться приміщення громадського призначення. На кожному рівні є дев'ять приміщень: одна однокімнатна, одна двокімнатна з підсобним приміщенням, одна двокімнатна.

Приміщення мають висоту (від підлоги до стелі) - 2,5 м.

Вхід в будівлю запроектовано із сторони двору.

Віконні прорізи закрито метало пластиківими вікнами.

Матеріал який використовується для покрівлі служить єврорубероїд. Основою під нього є суміш цементу і піску у вигляді стяжки. Верхній шар панелі обов'язково укладається мінеральними плитами .

Фінішним покриттям для підлоги в житлових приміщеннях служить паркет, а в коридорі плитка в санвузлах - керамічна плитка, складських приміщеннях – мозаїчна підлога. В санвузлах всі стіни облицьовують керамічною плиткою.

При реалізації даного проекту необхідно буде встановити такі інженерно-технічні системи:

- забезпечення центрального опалення;
- природньої вентиляції;
- водопровідну і каналізацій системи;
- холодного водопостачання;
- електроосвітлення і силових проводок.

### **1.7.1 Архітектурне вирішення фасадів**

Проект даного будинку гармонійно виглядає в оточуючій забудові. Вирішальний елемент при розробці і втіленні проектних рішень відіграє ритм, об'єм та форма, що особливо впливає для типової забудови. Також модерного ефекту досягнуто при поєднанні прямих та кривих ліній, площин та об'ємів, різно фактурних частин. Використання не стандартних форм надає будівлі певного модерну та оригінальності.

Стіни з зовнішніх сторін виконано з утепленням за технологією вентильованих фасадів. Цоколь оздоблено плиткою коричневого кольору.

### **1.7.2 Внутрішнє оформлення будівлі**

Оформлення приміщень в середині проведено згідно їх функціональним призначенням.

Стіни приміщень підготовлені для створення естетичності та комфортності перебування - оштукатурені та покриті акриловими фарбами.

В душових, туалетах стіни та підлогу покрито керамічною плиткою.

В загальному, оздоблення кімнат дозволяє створити спокійні та приємні умови.

За потребою власників, як варіант, влаштування підвісних стель з вмонтованими освітлювальними пристроями (точковими та загальними).

Покриття на підлозі паркет

в санвузлах та приміщеннях загального користування викладено високоякісну спеціальну натуральну плитку для підлоги.

Оздоблення стін сходової клітки проведено з допомогою штукатурки з покриттям синтетичними фарбами, стелі підготовлено та пофарбовано водорозчинними фарбами, на підлозі мозаїчна плитка. Сходова секція виконана із збірного залізобетону.

Всі двері які використовуються в приміщеннях виконано відповідно до ДСТУ 1009-92 Дверні блоки при допоміжних входах в приміщення є з використанням секретних замків.

## **1.8 Протипожежний захист**

Протипожежні заходи виконані у відповідності з вимогами ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

Ділянка задіяна під будівництво, має відстані між спорудами не меншими ніж протипожежна відстань. Між спорудами закладено ділянку для підїзду службового транспорту. Для внутрішнього пожежогасіння пожежні крани, запроектовані на поверхах, протипожежні гідранти встановлено на кільцевих міських водопровідних лініях в підземних комунікаціях. Відстань між поверховим перекриттям прийнято 3,0 м враховуючи варіант встановлення кондеціонерів в приміщеннях.

Евакуаційний вихід передбачено по металевих сходах з другого поверху

Всі двері які виходять в загальний коридор відкриваються назовні з приміщень.

На закладку каналів і огорожувальних стінок для вентиляції використовують негорючі матеріали.

Усі дерев'яні конструкції оброблено сумішами які не підтримують горіння. При декоративній обробці фасаду і його утепленні використано самозатухаючі пінополістирольні плити (з обробкою антипіреном).

## **1.9 Конструктивна частина**

Офісний центр це 5-ти поверхова будівля.

Несучим елементом даного будинку є стіни які розміщені повздовж і впоперек (стіни які виходять на зовні, що розташовані біля сходових кліток). Усі інші стіни є несучими і також виконані з цегли. Проектом передбачено влаштування ліфту. Перегородки запроектовані цегляні товщиною 120 та 250 мм із звичайної глиняної цегли М75 на розчині М50. Кладку стіни 250 мм виконуємо з перев'язкою.

Покрівля - рулонна.

Водостік внутрішній організований.

Фундаменти - мілкового закладання, монолітний 1,6; 1,4 та 2,0 м.

## **1.10 Забезпечення водою та відвід води**

### **1.10.1 Потреба в теплі та циркуляція повітря**

Забезпечення теплом даного об'єкту здійснюється від центрального постачальника в даному районі яким є центральна котельня. Енергія у вигляді тепла подається транспортуванням - води з інтервалом температур 70-90 °С.

За проектною документацією передбачається :

забезпечення теплом з розміщенням батарей з регуляторами температури ;  
переміщення повітря в приміщенні - з природним та механічним чинниками. Т Система опалення виготовлена з поліпропіленових труб.

За процес обслуговування і ремонту систем опалення і вентиляції відповідальність несе комунальна контора .

### **1.10.2 Водопостачання**

Для забезпечення водою даного об'єкту дотримуючись технічних умов вона буде постачатись з мережі міста. А мережа подачі води спроектована з труб  $d=25$  мм ДСТУ 8936:2019 які утеплені теплоізоляцією. Забезпечення процесу гасіння пожеж проводиться від гідранта. Система водопостачання знаходиться на нормативній відстані від будівлі а станція другого підйому за межами району. Забір витрати води проводиться за допомогою лічильника який встановлений в підвальному приміщенні будинку.

### **1.10.3 Гаряче водопостачання**

Забезпечення жильців гарячою водою проводиться з допомогою індивідуального пункту за участі теплообмінника Vaber на ГВП, в якому проходить передача тепла від теплоносія через пластини до споживачів ГВП . З метою збереження енергії на трубопроводах ГВП розміщені автоматичні пристрої фірми Брайтол.

### **1.10.4 Каналізаційна система**

Система призначена для відводу стоків з будинку та від санітарних приладів, з побутових приміщень. Приймачі дощової води самопливом виводять її з поверхні по каналізаційній мережі до брудо відстійника.

Від бруду відстійника весь об'єм води самопливом потрапляють до ємкості об'ємом  $Q=25$  м<sup>3</sup> . Каналізаційні колодязі на лінії стоку виконано із залізобетону ДСТУ Б В.2.6-7-95 На дану площу сконструйовано одну ємкість  $Q=25$  м<sup>3</sup>.



Відновлення фільтрів необхідно проводити очищеною водою , заміну фільтру проводити 2-3 рази на рік .

Всі інші сантехнічні пристрої які знаходяться в приміщеннях приєднуються до системи відведення трубою діаметром 50 мм. Сама система відводу каналізаційних стоків виготовлена і закладена в ґрунт по ДСТУ 8936:98 і передбачено їх розташування під підлогою приміщень.

### **1.10.5 Каналізація на дощові стоки**

Згідно проектної документації процес транспортування і розділення поверхневого потоків, відбувається дощовою каналізаційною системою яка виготовлена з чавунних труб за ДСТУ Б В.2.7-201:2009 внутрішнім  $D_y = 300$ мм.

Очищення поверхневих вод від органічних домішок відбувається в резервуарі для вловлювання тяжких частинок, які осідають на дно і розділення в бензо масловловлювачі органічних компонентів.

Чиста дощова вода може використовуватись в друге для поливу.

На практиці є два методи розділення дощових вод:

відстоювання в резервуарі; процес фільтрації через поглинаючі компоненти ( піноуретан, активоване вугілля типу КАД з йодними добавками та інше);

### **1.10.6 Теплопостачання**

Процес постачання тепла в будинок проходить через міські мережі або котельню яка розташована на даху будівлі, труби прокладені під землею згідно ДСТУВ 2.5-39:2008 паливом для них можуть бути різні продукти - природній газ низького тиску та торфові брикети. Для передачі тепла використовують пом'ягчену воду яка готується в самих котельнях проходячи через ряд фільтрів і апарат для видалення іонів магнію і кальцію. Транспортуючим середовищем теплої води є труби сталеві, електрозварні ДСТУ 10009-98, планування і підвід теплоносія проводиться

поліпропіленовими трубами з гарантійним терміном понад 50 років. Підвід води гарячої до споживачів проектується з труб сталених, електрозварні ДСТУ8936:2019, розводка труб всередині квартир виконується поліпропіленовими трубами німецької фірми Акватерм.

Огородження траси водяних мереж здійснюється відводом в підземну мережу. Всі трубопроводи мають тепло ізоляцію та покриття від корозії:

Провести загерметизацію де проходять трубопроводи мережі в між блочному просторі фундаменту будівлі.

### **1.10.7 Система опалення**

Система опалення у вигляді теплового пункту індивідуального спроектованого для громадських і житлових будівель розташована на даху. Принцип роботи даного пункту на основі теплообмінників 8.VEP CO та ГВП. ККД такого теплообмінника можна довести до величини рівній 90 %.Обв'язка МІТП проведена з допомогою труб сталених, за допомогою електрозварки ДСТУ10009-98. Встановлена установка в своєму розпорядженні має пристрої автоматичного контролю кількості теплоносія яка залежить від його температури в робочому просторі. Кругообіг води в мережі опалення та постачання гарячої води забезпечується за допомогою насосів. Контроль тепло носія проводиться за допомогою лічильника ультразвукового .

## **1.11 Забезпечення електроенергією**

### **1.11.1 Освітлення прибудинкової зони**

Для комфортного перебування в темну пору доби будинки забезпечуються освітленням з певною зоною їх дії. При вході в під'їзд встановлюється світильник так щоб він не сліпив жильців при цьому світло повинне бути розсіяним.

Розташування освітлення навколо будівлі може бути як на опорах так і прикріпленим до будівлі, а живлення до нього проводиться по трубах під землею.

### **1.11.2 Електропостачання**

Електропостачання жильців відноситься до категорії – III по електронадійності і на об'єктах протипожежної безпеки -1.

## **2.1 Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття**

### **2.1.1 Дані для проектування**

Потрібно виконати розрахунок і конструювання збірної залізобетонної попередньо-напруженої плити (ребристої) покриття розміром 3×6 м.

Прийняте армування: полиці плити – зварюють рулонною сіткою поперечних ребер – плоскими зварними сітками і попередньо-напруженими стержнями. Натяг прутки передбачають механічним способом на упори форми. Обтиск бетону виконують при передаточній міцності, що складає 70% проектної.

Напружену прутку приймаємо з гарячекатаної пруткової сталі класу А800С. Рулонна сітка полиці і плоскі сітки повздовжніх ребер – з пруткового дроту класу Вр-I, плоскі сітки поперечних ребер – з цієї проволочи та гаряче катаної пруткової сталі класу А400С. Петлі для підйому плити – з прутки класу А240.

До тріщиностійкості плити покриття представлені вимоги 3-ї категорії.

Розрахункові характеристики матеріалів:

- Бетон В 30:  $R_b=17$  МПа;  $R_{bt}=1,2$  МПа;  $R_b=22$  МПа;  $R_{bt,ser}=1,8$  МПа;  $E_b=29000$  МПа;
- Пруток А 800 С:  $R_s=680$  МПа;  $R_{sc}=400$  МПа;  $R_{s,ser}=785$  МПа;  $E_s=190000$  МПа;  $\alpha_s=6,55$ ;
- Пруток А 400 С:  $R_s=R_{sc}=365$  МПа;  $E_s=200000$  МПа;  $\alpha_s=6,9$ ;

- Пруток Вр-I  $\downarrow$ 3 мм:  $R_s=R_{sc}=375$  МПа;  $R_{s\omega}=270$  МПа;
- Пруток Вр-I  $\downarrow$ 4 мм:  $R_s=R_{sc}=365$  МПа;  $R_{s\omega}=265$  МПа;
- Пруток Вр-I  $\downarrow$ 5 мм:  $R_s=R_{sc}=360$  МПа;  $R_{s\omega}=260$  МПа;

$E_s=170000$  МПа;  $\alpha_s=5,86$  (при всіх діаметрах пруток Вр-I );

- Пруток А 240 С:  $R_s=225$  МПа.

## 2.1.2 Збір навантажень на плиту

Таблиця 2.1 Збір постійних навантажень на плиту

№ з/П	Вид навантаження	Характерист. навантаження, кПа	$\gamma_f$ е	Експлуатац. навантаж., кПа	$\gamma_{fm}$	Граничне навантаження, кПа
1	3 шари евроруберойду	0.10	1.0	0.10	1.2	0.12
2	Цем.-піщана стяжка $t = 0.03\text{м}$ , $\gamma = 2.2$ $\text{т/м}^3$	0.66	1.0	0.66	1.3	0.858
3	Утеплювач пінобетон $t = 0.11\text{м}$ , $\gamma = 0.4$ $\text{т/м}^3$	0.44	1.0	0.44	1.3	0.572
4	Пароізоляція – 2 шари пергаменту	0.08	1.0	0.08	1.3	0.104
5	Плита ребриста 3х6 м, G = 1.5 т	1.5	1.0	1.5	1.1	1.65
	Всього			$g_1 = 2.78$		$g_2 = 3.304$

## 2.1.3 Розрахунок полиці плити

Полиця являє собою однорядну багато прольотну плиту, окреслену ребрами. Середні прольоти розглядаємо як плити, защемлені по всьому контуру, крайні – як плити, защемлені по трьом сторонам і вільно оперті на торцеві ребра.

Полицю армуємо однією зварною сіткою, розміщеною по середині її товщини так, щоб для прутків знизу захисний шар бетону був не менший 10 мм. Така схема армування забезпечує однакову несучу здатність як проміжних, так і опорних перетинів полиці по контурам полів. Співвідношення прольотів: у середніх –  $l_1=1,41$  м;  $l_2=2,71$  м;  $l_2/l_1=2,71/1,41=1,92$ ; крайніх -  $l_1=1,285$  м;  $l_2=2,71$  м;  $l_2/l_1=2,71/1,285=2,11$ .

Розрахункове навантаження на полицю, рівномірно розподілене по площі, складається з ваги водо теплоізоляційної ковдри, ваги полиці та снігового навантаження:  $q=0,124+0,445+1,186+0,062+0,03 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1+ +1,410=4,011$ кПа.

Дію зосередженого навантаження від ваги робочого з інструментом не враховуємо (при відсутності снігового навантаження), оскільки при такій схемі навантаження і заданих розмірах плити виникають заздалегідь менші згинальні моменти.

$\Delta A_{S1}$  і  $\Delta A_{S2}$  – площі перетину прутків, що приходяться на 1 м ширини площі відповідно у напрямках  $l_1$  і  $l_2$ . Згідно з таблицею  $\Delta A_{S2}/\Delta A_{S1}=0,35$ .

Признаємо діаметри стержнів прутків, яка в повздовжньому напрямку  $d_1=4$  мм, в поперечному -  $d_2=3$  мм.

Тоді робоча висота полиці  $h_{01}=1,6$  см,  $h_{02}=1,25$  см,  $h_{0 I}=1,4$  см,  $h_{0 II}=1,75$  см.

Прийнявши плече внутрішньої пари  $Z=0,95h_0$ , отримуємо  $Z_1=1,52$  см;  $Z_2=1,19$  см;  $Z_I=1,33$  см;  $Z_{II}=1,66$  см.

Для середнього прольоту:  $365 \cdot 0,0152 \cdot \Delta A_{S1} = 5,548 \Delta A_{S1}$ ;

$$M_2 = 375 \cdot 0,0119 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 1,562 \Delta A_{S1};$$

$$M_I = M_I' = 365 \cdot 0,014 \cdot \Delta A_{S1} = 5,11 \Delta A_{S1};$$

$$M_{II} = M_{II}' = 375 \cdot 0,0166 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 2,179 \Delta A_{S1}.$$

Для крайнього прольоту моменти мають такі ж значення, за виключенням  $M_I=0$  (вільна опора).

Зменшуючи значення моментів в результаті розпору для середніх прольотів на 20%, а для крайніх – на 10%, з рівняння визначаємо потрібну площу прутка.

Для середнього прольоту:  $0,8 \cdot 0,004011 \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,141) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 2 \cdot 5,11) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,41] \cdot \Delta A_{S1}$ , звідси  $\Delta A_{S1} = 0,000052$  м<sup>2</sup> = 0,52 см<sup>2</sup>;  $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,52 = 0,182$  см<sup>2</sup>.

Для крайнього прольоту:  $0,9 \cdot 0,004014 \cdot 1,285^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,285) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 5,11 + 0) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,285] \cdot \Delta A_{S1}$ , звідси  $\Delta A_{S1} = 0,000064$  м<sup>2</sup> = 0,64 см<sup>2</sup>;  $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,64 = 0,22$  см<sup>2</sup>.

Армування підбираємо приймаючи в повздовжньому напрямку стержні  $\perp 4$  мм,  $S=150$  мм,  $\Delta A_{S1}=0,75$  см<sup>2</sup>; в поперечному – стержні  $\perp 3$  мм,  $S=250$  мм,  $\Delta A_{S1}=0,28$  см<sup>2</sup>.

## 2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

Армування крайніх і проміжних ребер висотою 150 мм прийнято однаковим, тому розрахунок виконуємо тільки для більш навантажених проміжних ребер.

По конструктивним вимогам (без розрахунку) середнє поперечне ребро передбачаємо висотою 250 мм з подвоєною кількістю пруток для збільшення просторової жорсткості плити.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між осями повздовжніх ребер  $l=2,84$  м.

Розрахункове навантаження на ребро складається із навантаження від площі плити, зібраного з вантажної площі шириною 1,5 м, і ваги поперечного ребра.

Навантаження від власної ваги ребра:  $g_d=0,5(0,16+0,04) \cdot (0,15-0,03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1=0,314$  кН/м;  $1,1=0,314$  кН/м;

Навантаження зібране з вантажної площі:  $q_l=1,5 \cdot 4,011=6,017$  кН/м;

Загальне навантаження на ребро:  $q=g_d+q_l=0,314+6,017=6,331$  кН/м;

Згинаючий момент в середині прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q_l \cdot a^2}{6} = \frac{6,331 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{6,017 \cdot 0,75^2}{6} = 5,819 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q=0,5(q \cdot l - q_l \cdot a)=0,5 \cdot (6,331 \cdot 2,84 - 6,017 \cdot 0,75)=6,73 \text{ кН};$$

Ребро армують одною плоскою зварною сіткою. Робоча прутки зі сталі А 400 С, інша – з дроту класу Вр-І.

Врахована в розрахунку ширина полиці при  $h'_f=3$  см  $> 0,1h=1,5$  см;  $b'_f=b + \frac{2 \cdot l}{6} = 0,16 + \frac{2 \cdot 2,84}{6} = 1,107$  см. Середня ширина ребра  $b=0,5 \cdot (0,16+0,04)=0,1$  м. Приймавши  $a=2,5$

см, отримуємо робочу висоту ребра  $h_0=0,125$  м. Оскільки навантаження малої сумарної протяжності відсутні, приймаємо  $\gamma_{b2}=0,9$ , тоді:

$$R_b=0,9 \cdot 17=15,3 \text{ МПа}; R_{bt}=0,9 \cdot 1,3=1,08 \text{ МПа}; \gamma_{b2}=0,9;$$

$$\omega=0,85-0,008 \cdot 15,3=0,7276;$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{\left[ 1 + \frac{365}{500} \cdot \left( 1 - \frac{0,7262}{1,1} \right) \right]} = 0,583;$$

$$B_R = 0,583 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,583) = 0,413.$$

Визначаємо положення границі стиснутої зони. Оскільки:

$M'_{fn} = 15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,03(0,125 - 5 \cdot 0,03) + 0 + 0 = 0,0559 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,00582 \text{ МН} \cdot \text{м}$ , границя стиснутої зони знаходиться в полиці. Площа перетину розтягнутої прутки вираховуємо як для прямокутного перетину шириною  $b = b'_f = 1,107 \text{ м}$ :

$$B_0 = \frac{0,00582}{(15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,125^2)} = 0,022 < B_R = 0,413;$$

$$v = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} \right) = 0,989;$$

$$A_s = \frac{0,00582}{(365 \cdot 0,989 \cdot 0,125)} = 0,000129 \text{ м}^2 = 1,29 \text{ см}^2;$$

Приймаємо 1-12 А400С;  $A_s = 1,131 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної прутки з умов  $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ ,  $sup Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$ .

При відсутності поздовжніх сил  $\varphi_n = 0$ , приймаємо  $C = 2,5 h_0 = 0,3125 \text{ м}$ . Оскільки  $Q_{max} = 0,00673 \text{ МН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125 = 0,03375 \text{ МН}$  і  $Q = 0,00673 - 0,006331 \cdot 0,3125 = 0,00475 \text{ МН} < 1,5(1+0) \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125^2 / 0,3125 = 0,0081 \text{ МН}$ , то поперечна прутка по розрахунку не потрібна і її призначають по конструктивним вимогам.



## 2.1.5 Розрахунок плити на міцність в стадії експлуатації

### 2.1.5.1 Визначення розрахункових зусиль

Розрахунковий проліт приймаємо з умови, що осі опор знаходяться на відстані 6 см від торців плити:  $l=11,96-2\cdot 0,06=11,84$  м.

Розрахункові навантаження на плиту:

- Постійне  $g=3\cdot 4,158=12,47$  кН/м;
- Тимчасове  $P=3\cdot 1,41=4,23$  кН/м;
- Повне  $q=12,47+4,23=16,7$  кН.

Згинаючий момент в середині прольоту:  $M=16,7\cdot 11,84^2/8=292,64$  кН·м;

Поперечна сила на опорі:  $Q=0,5\cdot 16,7\cdot 11,84=98,86$  кН.

### 2.1.5.2 Розрахунок міцності нормальних перетинів

Дійсний П-подібний перетин плити приводимо до еквівалентного таврового. Середня ширина ребра  $b=0,5(14+10)\cdot 2=24$  см. В розрахунок вводимо всю ширину полиці, оскільки:  $b'_f=2,95\text{ м} < b + \frac{2\cdot l}{6} = 0,24 + \frac{11,84}{6} = 4,187$  м;  $h_f=0,03$  м.

Приймаючи  $a=4,5$  см, знаходимо робочу висоту перетину  $h_0=0,455-0,045=0,41$  м.

Перевіряємо умову  $Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$ , що забезпечує міцність бетону стінки по стиснутій полосі між похилими тріщинами. Приймаємо орієнтовно коефіцієнт поперечного армування  $\mu_{\omega} = 0,001$ , отримуємо  $\varphi = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,001 = 1,03$ ;  $\varphi_{bl} = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847$ . Тоді  $0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,03 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 0,24 \cdot 0,41 = 0,394$  МН. Оскільки  $0,394 \text{ МН} > Q = 0,09886 \text{ МН}$ , то умова виконується, тобто розміри поперечного перетину плити достатні.

Орієнтовно приймаємо попереднє напруження прутків з врахуванням всіх втрат  $\sigma_{sp} = 450$  МПа. З врахуванням цього розраховуємо за формулами:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)\right]}; \quad B_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R); \quad \omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{(1 + 1680 + 400 - 450) \cdot \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right) / 500} = 0,51; \quad B_R = 0,51 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,51) = 0,38;$$

З умови  $M \leq R_b \cdot b'_j \cdot h'_j \cdot (-0,5 \cdot h'_j) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} \cdot A'_{sp} \cdot (h_0 - a'_{sp})$

$$M_{fn} = 15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 \cdot (0,41 - 0,5 \cdot 0,03) = 0,539 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,29264 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Звідси границя стиснутої зони проходить в полиці і перетин розраховуємо як прямокутник шириною  $b = b'_f = 2,95$  м. Площу перетину попередньо напруженої прутки в поздовжніх ребрах визначаємо без врахування ненапруженої прутки.

По формулі:  $B_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,2926}{15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,41^2} = 0,038 < R_R = 0,48.$

Стиснута прутки по розрахунку не потрібна.  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039;$   
 $\omega = 1 - 0,5 \cdot 0,039 = 0,981.$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи прутки  $\gamma_{SG}$ . По формулі:

$$\gamma_{SG} = 2 \cdot \eta - 1 - 2 \cdot (\eta - 1) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \leq \eta. \quad \gamma_{SG} = 2 \cdot 1,15 - 1 - 2 \cdot (1,15 - 1) \cdot \frac{0,039}{0,61} = 1,18 > \eta = 1,15.$$

Приймаємо  $\gamma_{SG} = 1,15.$

Визначаємо площу перетину попередньо напруженої прутки поздовжніх ребер:

$$A_{sp} = \frac{M - R_s \cdot A_s \cdot v \cdot h_0}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot v \cdot h_0} = \frac{0,2926 - 0}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,981 \cdot 0,41} = 0,00093 \text{ м}^2 = 9,3 \text{ см}^2. \quad \text{Приймаємо } 4 \cdot 18 \text{ А}$$

800 С,  $A_{sp} = 10,18 \text{ см}^2.$

### 2.1.5.3 Розрахунок міцності похилих перетинів

Необхідність встановлення розрахункової поперечної прутки перевіряємо з умов:  $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0$ ,  $sup \ i \ Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$ , що забезпечують міцність плити без розвитку похилих тріщин, тобто при відсутності поперечної прутки.

Зусилля попереднього напруження з врахуванням  $\gamma_{sp} = 0,9;$

$P_0=0,9 \cdot 450 \cdot 0,000982=0,398$  МН. Коефіцієнт  $\varphi_n$ , що враховує вплив поздовжньої

сили на міцність похилого перетину:  $\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 0,398}{1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,37 < 0,5$ .

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то  $q_I = g + \frac{P}{2} = 12,47 + \frac{4,23}{2} = 14,59$

кН/м. Перевіряємо умову  $q_I \leq 0,16 \cdot \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (1 \pm 2,5 \cdot tg\beta)$ .

Оскільки  $q_I = 14,59$  кН/м  $< 0,16 \cdot 1,5(1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,24 = 0,0914$  МН/м = 91,4 кН/м,

приймаємо  $C = C_{\max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,41 = 1,025$  м. Тоді  $Q_{\max} = 98,86$  кН  $< 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41 =$

$= 0,2657$  МН = 265,7 кН;  $Q = Q_{\max} - q_I \cdot C = 98,86 - 14,59 \cdot 1,025 = 83,91$  кН  $< 1,5 \cdot (1 + 0,47)$

$\cdot 1,08 \cdot 0,41^2 / 1,025 = 0,3905$  МН = 390,5 кН.

Обидві вищевказані умови виконуються, поперечна пруток по розрахунку не потрібна і її встановлюємо по конструктивним вимогам. Похилий перетин на дію згинального моменту не розраховуємо, оскільки надійне анкерування напруженої пруток забезпечується конструктивними засобами.

## 2.1.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перетину плити

Використовуємо еквівалентний перетин з врахуванням прийнятої кількості напруженої пруток і поздовжніх стержнів сітки, розміщеної в полиці. Площа приведенного перетину:

$A_{red} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot 0,455 + 6,55 \cdot 0,000982 + 5,86 \cdot 0,000075 \cdot 3 = 0,2$  м<sup>2</sup>. Статичний

момент цього перетину відносно нижньої грані  $S_{red} = 0,0813 \cdot (0,455 - 0,015) +$

$+ 0,1092 \cdot 0,2275 + 0,0081 \cdot 0,045 + 0,0015 \cdot (0,455 - 0,016) = 0,061638$  м<sup>3</sup>. Відстані від центра

ваги приведенного перетину до нижньої і верхньої граней  $Y_{red} = \frac{0,061638}{0,2} = 0,308$  м;  $h -$

$Y_{red} = 0,455 - 0,308 = 0,147$  м.

Відстані від центра ваги приведенного перетину до центру ваги пруток  $A_{sp}$  і  $A'_{sp}$ :

$Y_{sp} = 0,308 - 0,045 = 0,263$  м;  $y'_G = 0,455 - 0,308 - 0,016 = 0,131$  м.

Момент інерції приведенного перетину плити відносно її центру ваги:

$I_{red} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03^3 / 12 + 0,0813 \cdot (0,147 - 0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,455^3 / 12 + 0,1092 \cdot (0,308 -$   
 $0,2275)^2 + 0,0081 \cdot 0,263^2 + 0,0015 \cdot 0,131^2 = 0,0046$  м<sup>4</sup>.

Момент опору приведенного перетину плити для нижньої грані  $W_{red,b} = \frac{0,0046}{0,308}$

$$= 0,01494 \text{ м}^3, \text{ те саме для верхньої грані } W_{red,t} = \frac{0,0046}{0,147} = 0,03129 \text{ м}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перетину до верхньої ядрової точки  $a_{n,t} = \frac{0,01494}{0,2} = 0,075 \text{ м}$ ; те саме до нижньої точки  $a_{n,b} = \frac{0,03129}{0,2} = 0,156 \text{ м}$ .

Визначаємо момент опору приведенного перетину плити з врахуванням недружніх деформацій розтягнутого бетону. Якщо розтягнута зона розміщена внизу перетину, з умови  $S'_{b0} + \alpha_s \cdot S'_{s0} - \alpha \cdot S_{s0} = (h-x) \cdot A_{bt}/2$  визначаємо положення нульової лінії  $(2,95 - 0,24) \cdot x + 0,03 \cdot (x - 0,015) + 0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,0015 \cdot (x - 0,016) - 0,078 \cdot (0,41 - x) = 0,5 \times \times (0,455 - x) \cdot 0,24 \cdot (0,455 - x)$ , звідси  $x = 0,147 \text{ м}$ ;  $h - x = 0,308 \text{ м}$ .

По формулі  $W_{pl} = \frac{2 \cdot (I_{b0} + \alpha_s \cdot I_{s0} + \alpha_s \cdot I'_{s0})}{h - x} + S_{b0}$ ,

при  $I_{b0} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03^3 / 12 + (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,147 - 0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,147^3 / 3 = 0,001677 \text{ м}^4$ ;

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,008 \cdot (0,308 - 0,045)^2 = 0,00056 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0015 \cdot (0,147 - 0,016)^2 = 0,000026 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,308^2 = 0,011384 \text{ м}^3; \text{ отримаємо:}$$

$$W_{pl,b} = 2 \cdot (0,001677 + 0,00056 + 0,000026) / (0,308 + 0,011384) = 0,02595 \text{ м}^3.$$

Аналогічно потрібно робити, коли розтягнута зона розміщена зверху. Положення нульової лінії:  $0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,078 \cdot (x - 0,045) - 0,0015 \cdot (0,455 - 0,016 - x) = 0,5 \times \times (0,455 - x) \cdot [(2,95 - 0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot (0,455 - x)]$ , звідки  $x = 0,279 \text{ м}$ ;  $h - x = 0,176 \text{ м}$ .

$$I_{b0} = 0,24 \cdot \frac{0,279^3}{3} = 0,0017374 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,0015 \cdot (0,176 - 0,016)^2 = 0,0000384 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0081 \cdot (0,279 - 0,045)^2 = 0,0004435 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,176 - 0,015) + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,176^2 = 0,01681 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl,t} = 2 \cdot (0,0017374 + 0,0000384 + 0,0004435) / (0,176 + 0,01681) = 0,04184 \text{ м}^3.$$

### 2.1.7 Попереднє напруження прутків і його втрати

Призначаємо  $\sigma_{sp}=740$  МПа. Враховуючи, що допустиме відхилення від нього при механічному способі натягу прутків  $p=0,05 \cdot 740=37$  МПа, перевіряємо умови  $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp})+p \leq R_{s,ser}$ ;  $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp})-p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser}$ .

Оскільки  $\sigma_{sp}+p=740+37=777$  МПа  $> 0,3 \cdot R_{s,ser}=0,3 \cdot 785=235,5$  МПа, втрати попереднього напруження визначаємо по формулам :

Втрати від релаксації напружень прутків  $\sigma_l=0,1 \cdot 740=74$  МПа. Втрати від температурного перепаду відсутні, оскільки пруткині форми нагріваються в однаковій степені, тобто  $\sigma_2=0$ .

При  $l=13$  м і  $\Delta l=1,25+0,15 \cdot 28=5,45$  мм, втрати від деформації анкерів розміщених біля натяжних пристроїв,  $\sigma_3=5,45 \cdot 190000/13000=80$  МПа. Тертя при натязі прутків відсутнє, тому  $\sigma_4=0$ . Втрати від деформації сталевих форм у зв'язку з відсутністю даних про технологію виготовлення і її конструкцію, приймаємо  $\sigma_5=30$  МПа. Сума усіх втрат :

$$\sigma_{cos}=54+0+80+0+30=164 \text{ МПа.}$$

Попереднє напруження прутків перед обтиском бетону:  $\sigma_{sp}=740-164=576$  МПа.

Зусилля попереднього напруження:  $P_0=\sigma_{sp} \cdot A_{sp}=576 \cdot 0,000982=0,57$  МН.

Максимальний згинальний момент від ваги плити  $M_d=1,606 \cdot 3 \cdot 11,84^2/8=84,43$  кН·м.

Максимальні стискуючі напруження бетону від дії сили  $P_0$  визначають по

$$\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{op} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \text{ при } M_d=0:$$

$$\sigma_{bp}=0,57/0,2+0,57 \cdot 0,263/0,0046 \cdot 0,308=12,9 \text{ МПа.}$$

Оскільки  $R_{bp}=0,7 \cdot 30=21$  МПа і  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,9}{21} = 0,614 < 0,95$ , напруження в бетоні не

перевищують максимально допустимих

Визначаємо втрати від повзучості бетону. Для цього вираховуємо напруження в бетоні на рівні центру ваги перетину напружуваної прутків від дії сили  $P_0$  і згинаючого моменту від ваги плити:

$$\sigma_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,71 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,263}{0,0046} = 8,70 \text{ МПа}$$

Оскільки  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,70}{27} = 0,414 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775$ , то  $\sigma_b = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,414 = 14,1$

МПа. Звідси перші втрати  $\sigma_{cos} = 164 + 14,1 = 178,1$  МПа.

Напруження в бетоні при обтиску на рівні центру ваги перетину верхньої (ненапруженої) прутки  $\sigma'_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,57 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,131}{0,0046} = 0,99 \text{ МПа}$ .

Напруження у верхній прутці від невиднонатікаючої повзучості

$$\sigma'_s = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 0,99}{21} = 1,6 \text{ МПа}.$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_{01} = (740 - 178,1) \cdot 0,0000982 - 1,02 \cdot 0,000264 = 0,5515 \text{ МН}.$$

Втрати від усадки бетону, що піддавався тепловій обробці,  $\sigma_g = 0,85 \cdot 40 = 34$  МПа.

Втрати від повзучості бетону знаходимо в залежності від  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ . Для попередньо

напруженої прутки  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} < 0,75$ , тому  $\sigma_g = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,414 = 52,79$  МПа. Сумарні втрати

$\sigma_{cos} = 178,1 + 34 + 52,79 = 264,89$  МПа  $\approx 265$  МПа.

Напруження у верхній (ненапруженій) прутці від усадки бетону  $\sigma'_s = \sigma_g = 34$  МПа,

від повзучості  $\sigma'_g = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot 0,99}{21} = 6,01 \text{ МПа}$ , сумарні (з врахуванням напруження

від повзучості):  $\sigma'_s = 1,6 + 34 + 6,01 = 41,61$  МПа  $\approx 42$  МПа.

## 2.1.8 Розрахунок плити по виникненню тріщин

Для конструкції до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 3-ї категорії.

Розрахунок по виникненню тріщин виконується для виявлення необхідної перевірки по розкриттю тріщин і для в'яснення випадку розрахунку по

деформаціям. При цьому слід приймати коефіцієнт точності натягу прутків  $\gamma_{sp}=1$  і коефіцієнт надійності по навантаженню  $\gamma_t=1$ .

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат:

$$P_{02}=(740-265) \cdot 0,000982-42 \cdot 0,000264=0,4554 \text{ МПа.}$$

Ексцентриситет прикладання зусилля обтиску відносно центру ваги приведенного

перетину: 
$$e_{op} = \frac{(740 - 265) \cdot 0,000982 + 42 \cdot 0,000264 \cdot 0,131}{0,5675} = 0,22 \text{ м.}$$

Розподілене навантаження на плиту при  $\gamma_t=1$ .

$$q=4,453 \cdot 3=13,359 \text{ кН/м} \approx 13,4 \text{ кН/м.}$$

Згинаючий момент від цього навантаження всередині прольоту плити:

$$M=13,4 \cdot 11,84^2/8=234,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

По формулам: 
$$\varphi = 1,6 - \frac{G_b}{R_{b,ser}}; \quad G_b = \frac{P_0(a_{n,t} + a_{n,b}) + 2 \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red,b}}{W_{red,t}}$$

$$G_b = \frac{0,4554 \cdot (0,075 + 0,156) + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,01494}{0,03129} = 5,08 \text{ МПа}; \quad \varphi = 1,6 - \frac{5,08}{22} = 1,37 > 1,$$

приймаємо  $\varphi=1$ , тому  $v = a_{n,t}$ . Перевіряємо умову  $M_r \leq M_{crc}$ . Оскільки  $M_{crc}=0,4554 \times (0,270+0,075)+1,8 \cdot 0,02595=0,283 \text{ МН}\cdot\text{м}=204 \text{ кН}\cdot\text{м} > M=234,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , в нормальних перетинах плити тріщини не виникають, тому розрахунок по їх розкриттю не потрібний. Перевіряємо можливість виникнення верхніх тріщин. Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат  $P_{01}=0,5515 \text{ МН}$ ; максимальний згинаючий момент при  $\gamma_t=1$  від ваги плити  $M_d=84,43 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Виникнення верхніх тріщин перевіряємо на умові  $P_{01}(e_{op}-v_b) \pm M_v \leq R_{bt,ser}^p W_{pl,t}$ .

Оскільки  $P_{01}(e_{op}-v)-M_d=0,5515 \cdot (0,263-0,156)-0,08443 = -0,0254 \text{ МН}\cdot\text{м} < R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 0,7 \cdot 1,8 \cdot 0,04184 = 0,0527 \text{ МН}\cdot\text{м}$ , верхні тріщини не виникають.

Для в'яснення необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин (перевіряємо чи утворюються вони в межах довжини зони) проводимо для двох перетинів плит: біля грані опори і на відстані  $l_p$  від торця. В обох випадках перевірку виконуємо в центрі ваги перетину ( $Y=Y_{red}=0,308 \text{ м}$ ).

Оскільки між місцем прикладання опорної реакції і перетинами, що розглядаються, поперечного навантаження може не бути, для обох випадків приймаємо  $Q=Q_{\max}=0,5 \cdot 3 \cdot 4,453 \cdot 11,84=79,09$  кН.

Визначаємо значення  $P_0$  у перетинах, що розглядаються. Для цього по формулі

$$\ell_p = \left( \frac{\omega_p \cdot \sigma_s}{R_{bp}} + \Delta\lambda_p \right) \cdot d$$
 вираховуємо довжину зони передачі напружень  $l_p$ , беручи до

уваги, що  $\omega_p=0,3$  і  $\lambda_p=10$ .

$$\ell_p = \left( \frac{0,3 \cdot (740 - 178,1)}{21} + 10 \right) \cdot 2,8 = 50,5 \text{ см}$$

Для перетину I  $l_x=12$  см, в цьому перетині  $P_{02}^I=0,4554 \cdot 12/50,5=0,108$  МН. Для перетину II  $l_x=l_p$ , звідки  $P_{02}^{II}=0,4554$  МН.

Визначаємо нормальні напруження  $\sigma_x$  на рівні центру ваги перетину при  $y=0$  по

формулі  $\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{0p} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}$  :

$$\sigma_x^I = \frac{0,108}{0,2} = 0,54 \text{ МПа} \quad , \quad \sigma_x^{II} = \frac{0,4554}{0,2} = 2,28 \text{ МПа} .$$
 Оскільки напруження  $\sigma_x^I$  і  $\sigma_x^{II}$

стискаючі, то при вираховуванні  $\sigma_{mt}$  і  $\sigma_{mc}$ , підставляємо їх у формулу зі знаком “-”:

$$\sigma_{\frac{mt}{mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + T_{xy}^2} .$$
 По формулі  $T_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{b \cdot I_{red}}$  визначаємо дотичні

напруження  $T_{xy}$ . Для цього вираховуємо статичний момент приведеної площі

частини перетину, розміщеної вище центру ваги перетину, відносно нульової лінії:

$$S_{red}=(2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot 0,132+0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,147^2+0,0015 \cdot 0,131=0,01352 \text{ м}^3 .$$
 Тоді

$$T_{xy}^I = T_{xy}^{II} = \frac{0,07909 \cdot 0,01352}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,969 \text{ МПа} .$$

Оскільки попередньо напружена поперечна пруток відсутня,  $\sigma_{yp}=0$ . по формулі:

$$\sigma_{y,loc} = \frac{\varphi_y \cdot P}{b \cdot h}$$
 визначаємо місцеві стискаючі напруження поблизу місця опорних

реакцій.



Для перетину I:  $\alpha = \frac{X^I}{h} = \frac{0,04}{0,455} = 0,088$ ;  $\beta = \frac{y}{h} = \frac{0,308}{0,455} = 0,677$ . Тоді

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{0,07909}{0,24 \cdot 0,455} \cdot \frac{2 \cdot 0,677^2}{3,14} \cdot \left[ \frac{3 - 2 \cdot 0,677}{(1 + 0,088^2)^2} - \frac{0,677}{(0,088^2 + 0,677^2)^2} \right] = -0,316 \text{ МПа} \quad (\text{знак “-”}$$

вказує на те, що не напруження стиску).

Для перетину II:  $\alpha = \frac{X^{II}}{h} = \frac{0,424}{2,455} = 0,932 > 0,7$ ; тобто  $\sigma_{y,loc}^{II} = 0$

Визначаємо головні розтягуючі і стискуючі напруження. Для перетину I:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-0,540 - 0,316}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,540 + 0,316}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-0,376 \pm 0,9755) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^I = -0,376 + 0,9755 = 0,600 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^I = -0,376 - 0,9755 = -1,352 \text{ МПа};$$

Для перетину II:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-2,28}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-2,28}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-1,14 \pm 1,496) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^{II} = -1,14 + 1,496 = 0,356 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{II} = -1,14 - 1,496 = -2,636 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{bu}$ , що враховує вплив двоосного напруженого стану на міцність бетону.

Для важкого бетону  $\alpha=0,01$ , тому  $\gamma_{bu} = \frac{1 - 2,636 / 22}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,76 > 1$ ;

Приймаємо  $\gamma_{bu}=1$  і перевіряємо умову  $\sigma_{mc} \leq \gamma_{bu} \cdot R_{b,ser}$ . Для обох перетинів. Звідси слідує, що на ділянці елемента в межах довжини зони передачі напружень похилі тріщини не виникають.

Для з'ясування необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин розглянемо також перетин III, розміщений на відстані  $h_0=0,41$  м від точки прикладання опорної реакції (на рівні центру ваги перетину і в місці примикання полиці до ребер). Оскільки цей перетин розміщений в межах довжини зони передачі напружень, тобто між перетинами I і II, похилі тріщини на рівні його центру ваги не утворюються. Перевіряємо умову виникнення похилих тріщин для перетину III в місці примикання стиснутої полиці до ребер. В розглянутому перетині при  $l_x=0,490$

м і  $X^{\text{III}}=0,41$  м визначаємо діючі зусилля:  $P_{02}^{\text{III}} = 0,4554 \cdot \frac{49}{50,5} = 0,4419 \text{ МН}$ ;

$M = Q_x^{\text{II}} = 0,07909 \cdot 0,41 = 0,324 \text{ МН} \cdot \text{м}$ . Нормальні

напруження  $\sigma_x^{\text{III}}$  на рівні прикріплення полиці до ребер:

$$\sigma_x^{\text{III}} = \frac{0,4419}{0,2} - \frac{0,4419 \cdot 0,270}{0,0046} \cdot 0,117 + \frac{0,0324 \cdot 0,117}{0,00046} = -0,001 \text{ МПа}.$$

Статичний момент приведеної площі частини перетину, розміщеної вище лінії примикання полиці до ребер,  $S_{\text{red}} = 2,95 \cdot 0,03 \cdot 0,015 + 0,0015 \cdot 0,014 = 0,00135 \text{ м}^3$ .

Дотичні напруження:

$$\tau_{xy}^{\text{III}} = \frac{0,07909 \cdot 0,00135}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,097 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умову виникнення тріщин:

$$\sigma_{\text{mt}(\text{mc})}^{\text{III}} = \frac{0,001}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0,001}{2}\right)^2 + 0,097^2} = (0,0005 \pm 0,097) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\text{mt}}^{\text{III}} = 0,0005 + 0,097 = 0,0975 \text{ МПа}; \quad \sigma_{\text{mc}}^{\text{III}} = 0,0005 - 0,097 = -0,0965 \text{ МПа};$$

Оскільки  $\gamma_{\text{bu}} = 1$  і  $\sigma_{\text{mt}}^{\text{III}} < R_{\text{bt,ser}} = 1,8 \text{ МПа}$ , то похилі тріщини на даному рівні не утворюються.

### 2.1.9 Визначення прогину плити

Для елементів покриття будівель, виробничих і побутових приміщень прогин обмежують естетичними потребами, а при  $l=12$  м гранично допустимий прогин рівний  $1/250$  прольоту, тобто  $f_{\text{lim}} = \frac{11,84}{0,455} = 26 > 10$ , тому повний прогин плити

приймаємо рівним прогину  $f_m$ , обумовленому деформаціями вигину.

Оскільки в розтягнутій зоні плити тріщини не утворюються, повну кривизну визначаємо по формулі:

$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{tot}} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sh,c}}$ , приймаючи  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  і  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  рівними нулю (обмеження естетичними потребами). Звідси, при визначенні кривизни в розрахунку враховують тільки довготривалу дію постійного і довготривалого навантаження.

Перевіряємо наявність тріщин при цих навантаженнях. Оскільки:  $M_1=0,1971$  МН·м  $< M_{2p}=0,4554 \cdot (0,25+0,074)=0,1985$  МН·м, тріщини в розтягнутій зоні відсутні і кривизну слід визначати по формулі

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_{sh} + \left(\frac{1}{r}\right)_{\ell} - \left(\frac{1}{r}\right)_{cp} - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}. \text{ При } \varphi_{b1}=0,85 \text{ і } \varphi_{b2}=2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\ell} = \frac{0,1971 \cdot 2}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 3,47 \cdot 10^{-3} 1/м$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\ell} = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}},$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{0,4554 \cdot 0,27}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 1,08 \cdot 10^{-3} 1/м$$

Відносні деформації бетону, викликані його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиску, на рівні центру ваги розтягнутої поздовжньої прутки.

$$E_{sh,c} = \frac{15,3 + 34 + 578,25}{190000} = 56,1 \cdot 10^{-5}.$$

При напруженні обтиску бетону на рівні крайніх стиснутих волокон  $\sigma'_{bp}=0,7/0,2-0,71 \cdot 0,263/0,03129=-2,42$  МПа  $< 0$  – втрати в напружуваній прутці (якби вона була на рівні, що розглядається) від усадки і повзучості бетону рівні нулю, тобто  $E'_{sh,c}=0$ . Кривизну, обумовлену вигинами плити внаслідок усадки і повзучості бетону, визначаємо по формулі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = (E_{sh,c} - E'_{sh,c}) / h_0 = (56,1 \cdot 10^{-5} - 0) / 0,41 = 1,37 \cdot 10^{-3} 1/м;$$

Прогин плити в середині прольоту:

$$f = \left( \frac{5}{48} \cdot 3,47 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,08 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,37 \cdot 10^{-3} \right) \cdot 11,84^2 = -0,0112 м < f_{lim} = 0,0474 м \text{ тобто}$$

менше гранично допустимого.

## 2.2 Розрахунок несучої здатності основ прямокутного фундаменту

Розрахувати несучу здатність основи прямокутного фундаменту.

Розрахунок основ за несучою здатністю повинен проводитись у випадках, якщо:

а.) на основу передається велика горизонтальна сила від(підпірної) стінки, основи підтримуючих конструкцій тощо), у тому числі і сейсмічні;

б.) об'єкт знаходиться на нерівній поверхні або близько до схилу;

в.) основа складена повільно ущільнюючими водонасиченими пілуватом - глинистими та біогенними ґрунтами;

г.) основа складена скельними ґрунтами.

Мета встановлення величини основи за тим яку величину тиску вона витримає при цьому не змінюючи міцності і стійкості основ, а також недопущення деформації фундаменту відносно підшви та її перекидання.

При розрахунку основи по несучій здатності слід враховувати, що можливі різні схеми втрати стійкості, наприклад, у вигляді плоского зсуву по підшві фундаменту або нижче за неї. При виборі схеми втрати стійкості слід враховувати характер навантажень та їх рівнодіючої (вертикальність, нахил, ексцентриситет), форму фундаменту (стрічковий, прямокутний), характер підшви фундаменту (горизонтальність, нахил), наявність зв'язків фундаменту з іншими елементами будівлі, вид та властивості ґрунтів.

Основи стрічкового фундаменту слід перевіряти на стійкість тільки у напрямках короткої сторони (ширини) фундаменту, а прямокутного, квадратного і круглого - у напрямках дії моменту або спрямування її горизонтальної складової.

Розміри фундаменту в плані отримання з розрахунку за II групою граничних станів з урахуванням ваги фундаменту та ґрунту на його обрізах.

#### Схема рішення

- 1.) Схема до визначення приведених розмірів підшви фундаменту
- 2.) Визначаємо нормативні значення міцності характеристик  $f_{п}$  і  $c_{п}$ .
- 3.) Розрахункові значення міцності для розрахунку по I групі і граничних станів:

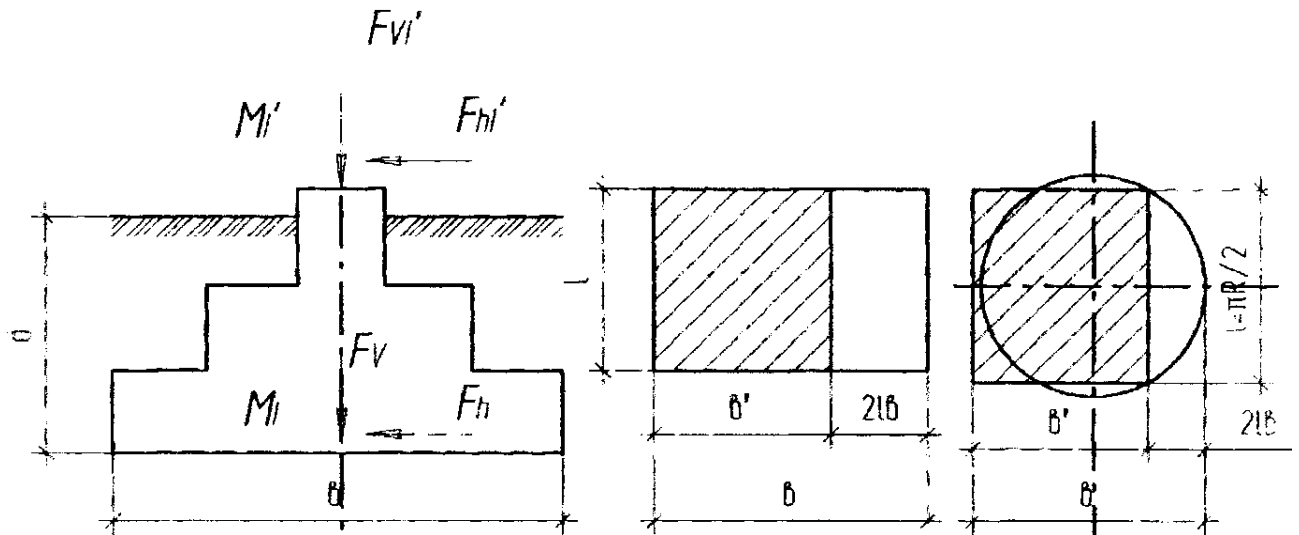


Рис.2.1 Схема підшви фундаменту

Якщо нормативне значення кута внутрішнього тертя  $\varphi_{п}$ , питомого зчеплення  $c_{п}$  прийняти по таблицях, то розрахункові значення характеристик у разі приймаються при наступних значеннях коефіцієнта надійності по ґрунту:

- у розрахунку основ за деформацією  $\gamma_g = 1,0$

- у визначення величини основи за несучою здатністю для питомого зчеплення  $\gamma_g = 1,6$ .

при внутрішньому терті піску  $\gamma_g = 1,2$ , пілувато-глинних  $\gamma_g = 1,13$ .

$$\varphi_g = \frac{\varphi_{п}}{\gamma_{п}} \quad (2.1)$$

$$c_l = \frac{c_{п}}{\gamma_g} \quad (2.2)$$

4.) Приводимо всі навантаження до підшви фундаменту. Рівнодійна вертикальних розрахункових навантажень на рівні підшви фундаменту з урахуванням ваги основи та ґрунту на його обрізах

$$F_v = F_{v1} + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma \quad (2.3)$$

де  $F_{v1}$  - рівнодіюча всіх вертикальних навантажень на рівні верху фундаменту

для розрахунків за першою групою граничних станів, кН

$b$  - сторона підшви фундаменту, напрямок якої збігається з напрямом дії горизонтального складового навантаження напрямом втрати стійкості, м

$l$  - довжина прямокутного фундаменту або умовна довжина круглого фундаменту, м

$d$  - глибина закладення фундаменту, м

$\gamma$  - питома вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, кН/м<sup>3</sup>

$$\gamma = \frac{\gamma_{п} + \gamma_{\sigma}}{2}, \text{ кН/м}^3 \quad (2.4)$$

5.) Результуючий момент щодо центру тяжіння підшви

$$M_1 = M_{1'} - F_{hl'} \cdot d, \text{ кН-м (5)}$$

де:  $M_{1'}$  - рівнодіюча моментів на рівні верху фундаменту для розрахунків по першій групі граничних станів, кНм;

6.) Ексцентриситет прикладання рівнодіючої вертикальних розрахункових навантажень

$$e_b = \frac{M_l}{F_v} \quad (2.5)$$

7.) Приведені розміри підшви фундаменту:

$$b' = b - 2e_b, \text{ м} \quad (2.6)$$

$$l' = l, \text{ м}$$

8.) Коефіцієнт відношення:

$$\eta = \frac{l}{b} \quad (2.7)$$

де  $l$  і  $b$  - відповідно довжина і ширина підшви фундаменту, що приймаються в

у разі позацентрового прикладання рівнодіючого навантаження яке рівне наведеним значенням  $l$  і  $b$  якщо  $l/b < 1$ , то слід приймати  $\eta = 1.0$ .

9.) Коефіцієнти форми фундаменту:

$$\xi_{\gamma} = 1 - 0,25/\eta \quad (2.8)$$

$$\xi_g = 1 + 1,5/$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta$$

При співвідношенні сторін підошви фундаменту  $\eta > 5$  фундамент розглядається як стрічковий і коефіцієнти  $\xi_{\gamma}, \xi_g, \xi_c$  приймаються рівними 1.

10.) Вертикальна сума сил граничного опору  $N_u$

фундаменту, складеного з декількох ґрунтів якщо він має рівну основу та якщо знизу основи підошви однакові по відношенню до її глибини і не менші її ширини, допускається визначати за формулою:

$$N_u = b \cdot \Gamma (N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma_1 + N_g \cdot \xi_g \cdot d \cdot \gamma_1 + N_c \cdot \xi_c \cdot c_1) \quad (2.9)$$

де:  $\gamma_1$  та  $\gamma_{\Gamma}$  - питома вага ґрунту для розрахунку за I групою граничних станів залягають відповідно нижче та вище підошви фундаменту,  $\text{кН/м}^3$

Визначимо за формулою (2.9) можливо викласти, якщо виконується умова

$$\text{tg } \delta < \sin \varphi, \text{ де } \text{tg } \delta = F_h / F_v, (F_h = F_{h1}).$$

$$\text{Pf } \text{tg } \delta \text{ знаходимо } \delta \cdot \sin \varphi = \sin \varphi_1.$$

Безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначаються за таблицею 2  $N_{\gamma}, N_g, N_c = f / (\varphi_1, \delta)$ .

11.) Розрахунок основ за несучою здатністю перевіряється виходячи з умови:

$$F < \gamma_c \cdot F_u / \gamma_p, \quad (2.10)$$

де  $F$  - розрахункове навантаження на основу,  $\text{кН}$ ;

$F_u = N_u$  сила граничного опору основи,  $[\text{кН}]$ ;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи, що приймається:

- для пісків, крім пілуватих  $\gamma_c = 1.0$

- для пілуватих пісків і пілувато-глинистих ґрунтів у стабілізованих станів  $\gamma_c = 0.9$

- для пілувато-глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані  $\gamma_c = 0.85$ ;

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за призначенням споруди

для будівлі I класу – 1,2

II класу – 1,15

III класу – 1,1

12.) У разі невнесення умов збільшуємо розміри фундаменту. Розміри фундаменту повинні бути кратними 300 мм. Не перераховуючи вагу фундаменту та ґрунту на його обрізах, знаходимо вертикальну складову сили граничного опору. Перевіряємо умову (11). Приймаємо остаточне розміри підшви фундаменту.

### 3. Наукова частина

Особливістю жаростійкості бетону є його здатність тривалий час витримувати дію високої температури, наприклад при використанні нагріваючих пристроїв, без суттєвого зменшення міцності. При цьому відчутні руйнівні ефекти коли нагрівання бетону проходить при вищій температурі 200°C.

Нагрів в межі 200...400°C призводить до повільного зменшення тривкості цементу і бетону через зв'язування води в основному гідроалюмінатів, а також розкладу і перекристалізації гідросульфоалюмінатів кальцію. При нагріванні понад 300°C порушується цілісність цементного каменю і бетону в результаті деформацій гідратних продуктів цементного каменю і не прогідратованих зерен цементу. За температури 500...600°C йде руйнування гідратних новоутворень і дегідратація  $\text{Ca(OH)}_2$ , що призводить в подальшому до зниження міцності цементного каменю.

В межах 600...700°C можливо проходять зміни розташування  $\text{b} - 2\text{CaO SiO}_2$  у  $- 2\text{CaO SiO}_2$ , яке відбувається з деякою зміною об'єму. Бетон, прогрітий до температури 600...800°C, повністю руйнується після витримування його у недостатній кількості вологи в основному в результаті



повторного процесу зв'язування вологи і оксиду кальцію. При 1200°C твердість цементного каменю складає 35...40% від величини твердості стандартних взірців. В результаті цього виникає суттєва деформація - до 1% і більше.

Основний метод який забезпечить жаростійкість бетону заключається у введенні в будівельні суміші мілкий помол мінеральних інградієнтів, які на рівні молекул взаємодіють з CaO і не можуть виникнути з компонентами цементу легкоплавкі компоненти, а також є інертними до дії високої температури і зменшують деформацію цементного наповнювача при нагріванні. Портландцемент за стійкістю до температури відчутно меншу має міцність ніж цемент з шлаковим вмістом, при зв'язуванні води якого виділяється значно менше Ca(OH)<sub>2</sub>. При певній величині залишкової міцності на стиск бетону після нагрівання до 800°C і використанні шлакопортландцементу немає необхідності додавання тонкомолотих добавок в розчин.

Специфічним можна назвати вид руйнування бетону при температурної дії та розтріскуванню під впливом полум'я в умовах пожежі. В ході дії полум'я знижується здатність бетонних і залізобетонних конструкцій витримувати високі навантаження, а через певний час від дії полум'я спостерігається їх руйнування. Зменшення міцності конструкцій при пожежі проходить в результаті утворення внутрішнього руйнування при дії в матеріалі не рівномірного коефіцієнта температурного лінійного розширення матеріалу і наповнювачів. При температурі більше 500°C зменшення міцності бетону під впливом полум'я підсилюється руйнуванням гідроксиду кальцію і поліморфним перетворенням *b*-кварцу в *a*-кварц.

Друга особливість бетону – це жаростійкість властивість бетону

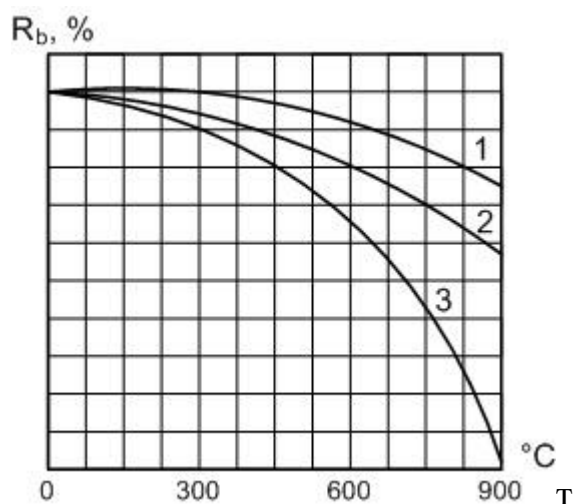


Рис. 1. Залежність міцності бетону від температури:

1 – портландцемент 70% + трепел 30%;

2 – портландцемент 70% + пемза 30%;

3 - портландцемент

витримувати короточасну дію полум'я, при пожежі.

Стійкість бетону до вогню як і вогнестійкість інших силікатних матеріалів описується межею вогнестійкості – часом витримки, опору впливу полум'я до втрати міцності бетоном. Межею вогнестійкості будівельних конструкцій є час, протягом якого ці конструкції зберігають несучі функції при пожежі. Зменшення конструкцією цієї здатності супроводжується її раптовою або дуже швидкою руйнацією. Характеристики конструкцій зменшуються, при температурі яка є на поверхні, від пальника, і в середньому збільшується на 1600°C в кімнатах які знаходяться поряд можливе загоряння матеріалів. В такому випадку в матеріалі виникають розколи, які дозволяють проходити диму і полум'ю .

Границя витримки встановлюється дослідженням зразків у спеціальній камері, де температура постійна за розрахованою кривою температура – час. Максимальний час стійкості бетону та залізобетону до полум'я становить від 2-х до 5-ти годин. Її можна підвищити, збільшуючи товщину бетонного шару і підбираючи необхідний склад суміші.

Залізобетонні та бетонні конструкції які отримані при дотриманні регламентних вимог можуть довготривалий час протидіяти негативному впливу атмосферних явищ та впливу високої температури і вогню. В результаті дії високої температури на будівельні конструкції виникає ризик руйнування конструкцій що спричинить соціально-економічні втрати для того щоб звести до мінімуму такі значні втрати потрібно, забезпечити міцність залізобетонних конструкцій. Вплив високої температури на будівельні бетонні конструкції під час пожежі це головний чинник в наслідок якого вони втрачають несучу здатність та руйнуються. Ці явища призводять до виникнення у конструкціях деформацій теплового розширення, зсідання та повзучості. Стійкість конструкцій відповідає існуючим нормативно-технічним нормам, які корегують межі їх вогнестійкості.

В ході проведення оцінки вогнестійкості використовується найбільш надійніший і достовірний метод натурних вогневих випробувань [1]. Даний метод полягає у випробуванні зрізця елемента конструкції, за розмірами ідентичного до оригіналу, і відповідно у підготовленій високотемпературній печі з режимом визначеним за нормативами [1-3] ці дослідження відповідають стандартним температурним кривим при пожежі, при цьому встановлюються механічні навантаження. Такі випробування залізобетонних плит на вогнестійкість проводиться у відповідності до існуючих стандартів України [2-3].

### **Фізико-механічні властивості бетону при нагріванні (ДСТУ Б В.2.7-176:2008. 35.)**

№ з/п	Границя міцності, Мпа						
	Температура нагрівання, °С	при стиску			при згині		
		без армування	основа ПД П/А-Ш (армований базальтовим)	основа ШПЦ П/А (армований базальтовим)	без армування	основа ПЦП/А-Ш (армований базальтовим)	основа ШПЦ П/А (армований базальтовим)
1	283	19,36	20,17	19,37	1,26	1,72	1,36
2	475	29,78	30,02	26,62	1,28	2,37	2,31
3	672	17,15	19,71	20,97	0,96	1,93	2,02
4	865	10,21	12,37	14,19	0,57	1,38	1,51
5	1063	3,09	5,07	9,09	0,85	1,38	1,62
6	1269	3,74	5,93	9,76	1,02	1,72	2,03

Відповідно до цих стандартів залізо бетонні плити повинні бути піддані дії високої температури в умовах їх навантаження і спірання у відповідності до розрахункових схем запроектованого об'єкта.

### **Методика випробувань**

Випробування на вогнестійкість залізобетонних елементів під дією навантаження проводиться в спеціальній печі. Вогняна камера розміром 2,8x1,2м проектується з жаростійких блоків залізобетону, які встановлені в піч і обкладені насухо цеглою для покращення теплоізоляції.

Регулювання швидкості подачі палива в печі проводилось через форсунки, які встановлені в отворах стінок печі і працювали за принципом розпилення рідкого палива повітрям, яке подається через повітропроводи вентилятором високого тиску. В камері розміщено дві форсунки, які мали невеликий кут нахилу до основи печі, яка дозволяє створити рівномірний нагрів у верхній частині камери. Для визначення деформації повздовжньої арматури використовувались подовжувачі з кварцових трубок діаметром 20мм. Для встановлення кварцових трубок на штирі на відстані 40мм від краю трубки були зроблені наскрізні отвори діаметром 15 мм. На другому кінці кварцової трубки прикріплено інварні стержні діаметром 6 мм, які мають різьбу в якій встановлюються індикатори часового типу з ціною поділки 0,01мм. Індикатори спирались в сусідні кварцові трубки, на кінці яких були металічні головки.

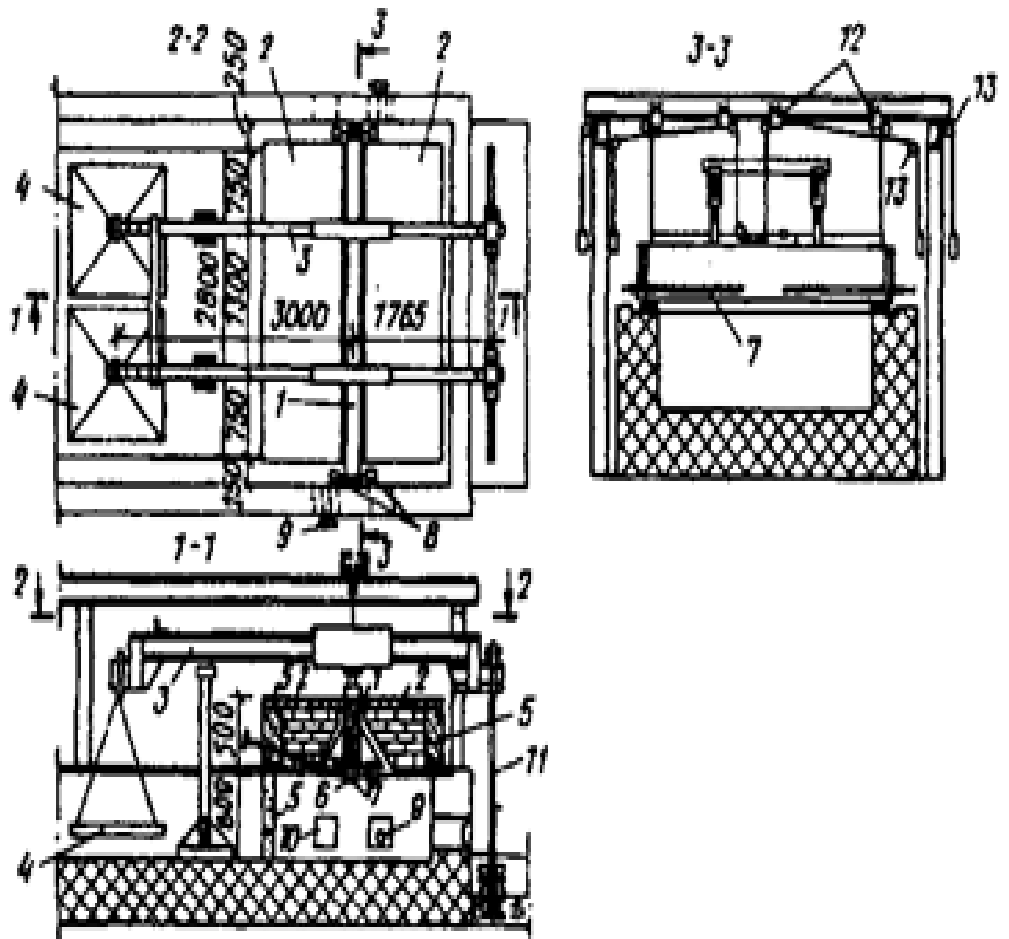


Рис.3.1 Установка для випробування балок на вогнестійкість

1 — балка; 2 — плита з жаростійкого бетону; 3 — плечі (1:17);  
 4 — платформа для вантажу; 5 — жаростійкі блоки; 6 — пічна термопара; 7 — продовжувачі з кварцових трубок; 8 — катки для кварцових продовжувачів; 9 — пальники; 10 — димовий канал; 11 — металічні тяги діаметром 24 мм; 12 — блоки для прогину мірного дроту; 13 — прогиноміри.

Для визначення деформації бетону в напрямку перпендикулярному можливій тріщині, також використовували подовжувачі, які виготовлені з кварцових трубок які мають низький коефіцієнт температурного розширення, рівний  $0,475 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  в інтервалі температур 0-1000<sup>0</sup>С. Температурна деформація кварцових тяг майже в 25 раз менша, ніж температурні деформації арматури і в 20 раз менше бетону. Це дозволило нехтувати температурними деформаціями самих кварцових трубок при

визначенні відносної деформації нагрітої арматури та бетону під час дослідів. Визначення прогинів взірців проводились прогиномірами Аистова з ціною поділки 0,01мм. Ці прилади були встановлені над боковими стінками печі на спеціальній металічній рейці, яка була закріплена на металічних опорах, і не доторкалась до стінок печі. При випробовування на згин елементів при вогне витривалості їх навантажували поступово до нормативного навантаження рівній 0,5 - 0,7 F. При навантаженні на кожному етапі знімалися покази за приладами. Потім взірець піддавали вогняному впливу до повної руйнації. Відрахунок за приладами знімався через кожні 5 хвилин.

Балки та плити нагрівались до руйнування з ціллю визначення границі вогняної стійкості при втраті несучої здатності. Знаючи границю стійкості балок, частина з них для визначення можливої експлуатації залізобетонного елемента після пожежі нагрівалась не до руйнування, а нагрів припинявся через 7-10 хвилин до появи границі вогняної стійкості або до температури на арматурі на 50-60 °С меншої критичної температури, яка спостерігається при руйнуванні.

На основі отриманих значень прогину визначали величину втрат жорсткості плити за формулою

$$\Delta B = \frac{f_t - f}{f_t} 100.$$

де  $f_t$  – прогин холодної і зруйнованої плити після повторного навантаження експлуатаційним навантаженням,  $f$  -гранично допустимий прогин плити від експлуатаційного навантаження зо СНіП 2.03.01-84.

Після цього навантаження збільшували поступово до руйнування і визначали неповторну втрату міцності за формулою

$$\Delta F = \frac{F - F_u}{F} 100.$$

де  $F$ - руйнуюче навантаження при нормальній температурі;  $F_u$  – руйнуюче навантаження після нагріву та охолодження.

Після досліджень взірці розбивались і з їх бокової і середньої частини вирізалась арматура довжиною 50см. для визначення впливу температури на

її міцність та деформаційні властивості які потім порівнювались з результатами випробувань на розтяг які не нагрівались.

Вологість бетону для кожного взірця визначалась ваговим методом за ДСТУ Б В.2.7-45-96 на окремих елементах які були відбиті від основної конструкції з різних місць.

При нормальній температурі балки та плити випробовувались на гідравлічному пресі. Навантаження які прикладались до поверхні були у вигляді двох зконцентрованих вантажів двома домкратами, які були підвішені на шарнірах до рами машини. Навантаження яке прикладалось було поетапне по 50 кг до моменту утворення тріщин, а потім до 250 кг до повного руйнування взірця.

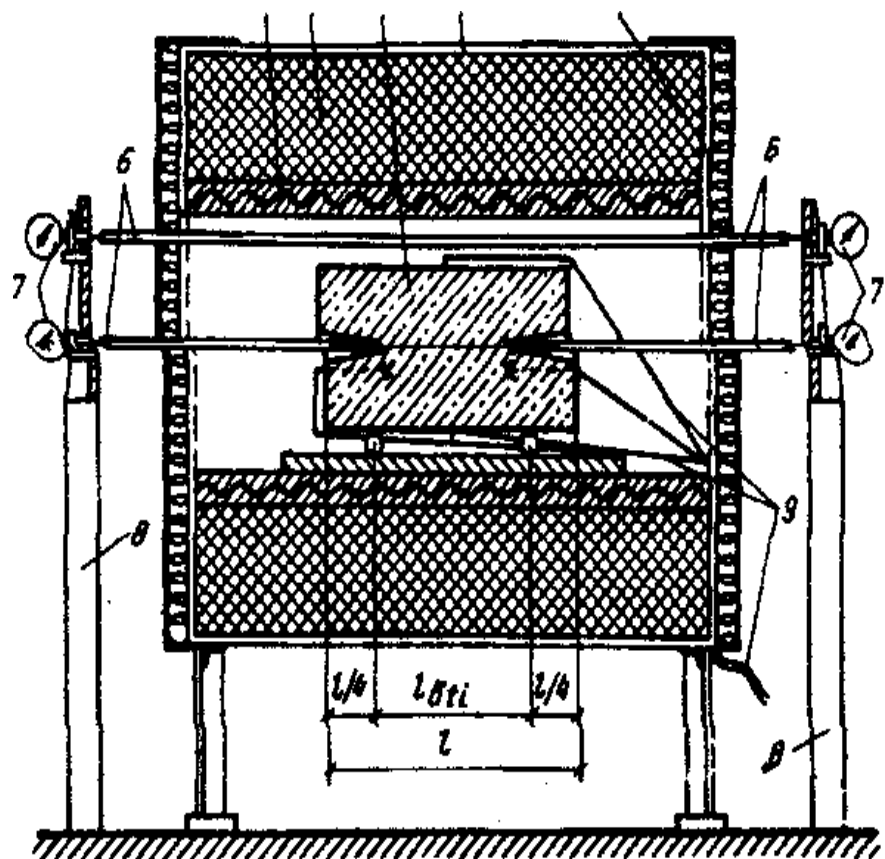


Рис. 3.2 Установа для вимірювання температурних деформацій бетону

1 — призма; 2 — електрична піч; 3 — ніхромовий нагрівник; 4 — металічний кожух; 5 — шлаковата; 6 — кварцові виносні подовжувачі; 7 — індикатори; 8 — металічні стойки; 9 — термопари

Температуру в печі і бетоні призм заміряли з допомогою хром- алюмінієвих термопар (9).

Швидкість нагріву бетону не перевищувала 50°C/год. Деформацію бетону заміряли на базі 100 мм після підняття температури до 60, 90, 100, 150 і 200°C, а потім через кожні 100°C до 800°C покази з приладів знімали після повного прогрівання бетону зразка по перерізу. Температурні деформації бетонів за методикою, розробленою в ВНІПО, визначали за

результатами випробувань ненавантажених порожніх циліндрів.

Теплопровідністю підтверджено, що кількість теплового потоку який проходить за одиницю часу через одиницю площі поверхні в даній точці тіла визначається за такою формулою

$$Q_v = -\lambda \frac{d\Phi}{dv}$$

де  $\Phi(x,y,z,t)$  –тепловий потік;  $\lambda$  - коефіцієнт теплопровідності матеріалу,  $v$ - розподіл тепла до поверхні через об'єм тіла, з допомогою рівняння (а) можна отримати наступне диференціальна рівняння теорії теплопровідності бетону

$$\frac{d\Phi}{dt} = a_T \nabla^2 \Phi + \frac{C}{\gamma_c} \cdot \frac{d\epsilon}{dt}, (б)$$

в якому  $a_T$  - коефіцієнт переміщення тепла, рівний

$$a_T = \frac{\lambda}{\gamma_c}.$$



де  $c$ - загальна теплоємність,  $\gamma$ - густина бетону,  $\text{Ц}$ - склад цементу в бетоні,  $\text{Є}$ - величина тепла, яке виділяється на даний момент часу одиницею об'єму при гідратації.

Випробовування арматурної сталі на розтягування при короткочасному нагріві робилося за методикою гарячих випробувань сталей. При проведенні випробувань після установки ніхромових подовжувачів до арматурних стержнів в середню і нижню точки бази приєднували термопари. Після цього зріз в електропечі фіксувався в зажимних пристроях розривної машини і проводилось кріплення індикаторів до ніхромового подовжувача. Верхні і нижні отвори печі ретельно ізолювалися листовим асбестом і шлаковатою, після чого зразок нагрівався до заданої температури.

Температуру в арматурному зразку заміряли при допомозі закріплених хром-алюмінієвих термопар і потенціометра типу КСП- 4.

Рівномірний розподіл температури по всій висоті зрізця досягався завдяки збільшенню висоти робочого простору печі приблизно 5 разів більше за базу вимір деформацій і малого внутрішнього діаметру печі. Після досягнення заданої температури зразок завантажувався поступово силою яка розтягує при нормальних умовах. Для визначення повних деформацій і умовної границі текучості арматурної сталі при короткочасному нагріві в навантаженому стані були проведені випробування арматури на установці

ЦСТ 3/3-520.10.

Для проведення таких дослідів були виготовлені зразки з досліджуваної арматурної сталі, обточені на токарному верстаті із застосуванням охолоджуючих рідин. Загальна довжина сталевого зразка становила 165 мм, база виміру деформацій - 105 мм, діаметр в межах бази 5 мм. Зразок на кінцевих ділянках довжиною 15 мм мав різьбу М10. На відстані 32 мм від торців зразка розміщалися кільцеві виступи діаметром 10 мм, що фіксують вимірювану базу.

Установка складається з трьох окремих електропечей, шарнірно підвішених до жорсткої металічної рами, навантажуючих пристроїв і

ніхромових подовжувачів для заміру деформації сталюого взірця під час випробувань.

Стальний взірець вкручувався в розбірні тяги установки, утворюючи жорсткий збірний стержень. На двох кільцевих виступах фіксують базу зразка при допомозі конічних кілець кріпляться збірні затискні головки ніхромових подовжувачів. Після кріплення хром-алюмінієвих термопар до середньої

частини зразка та до ніхромовим подовжувачам збірний стрижень вводиться у внутрішню порожнину електропечі діаметром 45 мм і з'єднується з навантажувальним пристроєм установки. Навантаження зразка проводиться за допомогою важільних вантажних підвісок і спеціального обертового маховика з автоматичною сигналізацією, що контролює задане навантаження і нормальне робоче положення навантажувального пристрою під час випробувань. Потім електропіч вмикається і відбувається нагрівання взірця за відповідним температурним режимом.

Зразки випробовувалися при навантаженнях, які відповідають

0,2; 0,4; 0,5; 0,6 і 0,8R<sub>y</sub> умовної межі текучості за нормальної температури.

Температурний режим нагрівання сталевих зразків приблизно відповідав

інтенсивності реального прогріву поздовжньої арматури в залізобетонних

елементах, що мають товщину захисного шару 20-30 мм при стандартному

вогневому випробуванні.

### **Пружно пластичні властивості бетону**

Модуль пружності тяжкого бетону з міцністю на стиск 30-50 МПа з періодом вистою 28 діб складає  $31-38 \cdot 10^3$  МПа.

При нагріві до 100<sup>0</sup> С модуль пружності важкого бетону при стиску і розтягу зменшується приблизно на 30%. При нагріванні до 500<sup>0</sup>С його величина складе 43% , а при 700<sup>0</sup> С -18% початкового модуля пружності важкого бетону. Зменшення модуля пружності при нагріванні проходить з за підвищення деформації бетону і збільшення його пружних деформацій, а також із за зниження призмової міцності бетону при цих температурах.

При нагріві бетону вище 400<sup>0</sup>С різко збільшується його пластична деформація, при цьому чим більше напруження в бетоні і температура його нагріву тим більша величина цієї деформації. Збільшення деформації бетону при високих температурах нагріву є наслідком порушення і зміни його структури.

$$R_b = f(P),$$

де  $P$  - зусилля, при якому виривається анкерний стрижень, кН.

Універсальність існуючої методики досягнута за рахунок застосування розрахункової схеми високого рівня. Одним з найбільш потужних і універсальних з відомих у наш час засобів дискретного аналізу конструкцій є метод кінцевих елементів. Техніка цього методу дозволяє природним чином об'єднувати в єдиний алгоритм дослідження полів різної фізичної природи і, отже, виконувати тепло технічну та статичну частини розрахунку на вогнестійкість засобами одного і того ж пакета програм, що реалізує МКЗ.

У багатьох практично важливих випадках застосування двох-і тривимірних розрахункових схем (пластин, плит та просторових масивів) недоцільно через виключно значні витрати праці та часу на побудову та дослідження відповідних їм складних за звичай кінцево елементних моделей. Напружено-деформований стан безлічі будівельних конструкцій з достатньою для практичних розрахунків точністю може бути описано з використанням традиційних гіпотез про поперечну стисливість матеріалу та відсутність порушення площинності поперечного перерізу стержня плоского поперечного перерізу конструкцій при згинанні.

Прийняття цих гіпотез дозволяє звести конструкцію, що розглядається, до одномірної (балочної) розрахункової схеми. В рамках цієї схеми можна ефективно моделювати деформування балок, ферм, рам, колоні, стовпів, а також складних систем, складених з перерахованих конструктивних елементів. Балкові розрахункові схеми можна застосовувати також при розрахунку стін, покриттів і перекриттів, деформування яких близьке до стану циліндричного вигину. Зазначимо, що можливості МКЗ дозволяють і в рамках балкової моделі природним чином врахувати складну геометрію розглянутої споруди, нетривіальні граничні умови, змінну (у тому числі за довжиною) жорсткість його складових частин, їх взаємодія та перерозподіл зусиль під час пожежі.

Відомо, що температурне поле в перерізі конструкцій при пожежі носить суттєво нерівномірний характер, а коефіцієнти лінійного розширення бетону і сталі, з якої виготовляють армуючі елементи, залежать від температури. Формально заміненість температурних та початкових деформацій та напруги по перерізу конструкцій може бути врахована побудовою багатоелементної моделі з розбивкою конструкцій на велику кількість кінцевих елементів по поперечній координаті, але при цьому різко підвищується трудомісткість розрахунку.

Відзначені обставини призводять до необхідності створення математичної моделі балочного кінцевого елемента, вільної від зазначених обмежень. Слід особливо відміти, що така модель дозволить застосовувати у розрахунку емпіричні залежності, отримання на фізичних моделях в результаті багаторічних експериментальних досліджень в області вогнестійкості. Використання цих залежностей у розрахунках за дво- і тривимірними схемами утруднюється тією обставиною, що багато хто з них було отримано стосовно балочних схем деформування, як, наприклад, облік впливу наявності тріщин у бетоні на згинальну жорсткість перерізу залізобетонної балки, вираження для граничних сил та моментів :

- просторову конфігурацію та складну структуру конструкцій;
- фізично нелінійна поведінка матеріалів;
- виникнення температурних деформацій елементів конструкцій.

Техніка цього методу дозволяє природним чином об'єднувати в єдиний алгоритм і дослідження полів різної фізичної природи і, отже, виконувати теплотехнічну і статичну частини розрахунку на вогнестійкість засобами одного і того ж пакета програм.

Відомо, що температурне поле в перерізі конструкцій при пожежі носить суттєво рівномірний характер, а коефіцієнти лінійного розширення бетону і сталі, якої виготовляють армуючі елементи, залежать від температури. У той же час кінцево елементні апроксимації для балочних розрахункових схем, що входять до бібліотеки існуючих кінцево-елементних програм і призначені для вирішення термопружних задач, припускають сталість температури, коефіцієнта лінійного термічного розширення та початкових напруг (деформацій) по поперечному перерізу елемента.

Формально змінність температурних та початкових деформацій та напруг по перерізу конструкцій може бути врахована побудовою багатоелементної моделі з розбивкою конструкцій на велику кількість кінцевих елементів по поперечній координаті, але при атом різко підвищується трудомісткість розрахунку.

Відзначені обставини призводять до необхідності створення математичної моделі балочного кінцевого елемента, вільної від зазначених обмежень. Слід особливо відміти, що така модель дозволить застосовувати в розрахунку емпіричні залежності, на фізичних моделях в результаті багаторічних експериментальних досліджень в області вогнестійкості.

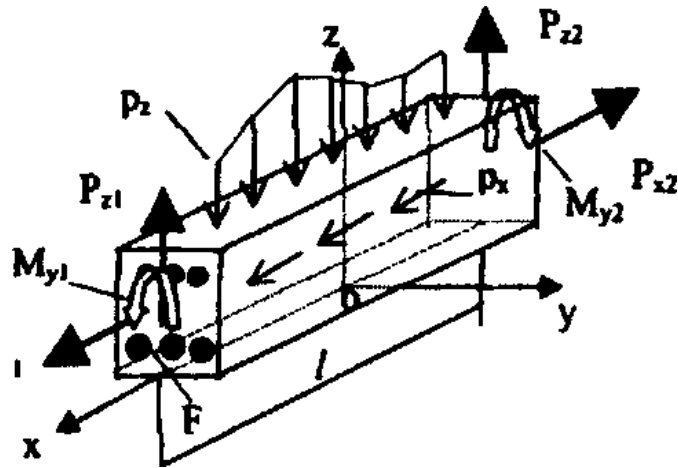


Рис .4 Схема балочної залізобетонної конструкції.

Нехай залізобетонна конструкція може бути приведена до балочної розрахункової схеми, при тому допускається її багаторазова статична невизначеність і практично довільна складність форми та граничних умов.

Розглянемо окремий фрагмент, отриманий в результаті дискретизації цієї схеми (рис. 4). Його довжина  $l$  істотно перевищує характерні розміри поперечного перерізу, площа якого дорівнює  $P$ .

Підключивши до виділеного фрагменту праву трійку декартових координат  $XUZ$ , помістив початок системи посередині довжини елемента. Розглянемо його деформування у площині осей  $X$  і  $Z$  під дією розподілених поздовжніх та поперечних навантажень (позначивши їх відповідно  $p_x$  і  $p_z$ ), довільної системи зосереджених сил та моментів, а також нерівномірного нагріву.

Змінність фізико-механічних характеристик матеріалу з об'єму фрагмента який досліджуємо може бути викликана конструктивними не однорідностями (наявність армуючих елементів), нерівномірним прогріванням конструкцій, появою третин у процесі нагріву. Початкові напруження та деформації також можуть мати різну фізичну природу, наприклад: усадка бетону, попередня напруга арматури.

Модулі пружності бетону і арматури розглянутого елемента обчислюються з допомогою емпіричних функцій.

При загальному характері дефектів та пошкоджень у залізобетонних елементах; розкриття та розташування тріщин у розтягнутій зоні бетону; прогин залізобетонних елементів; наявність похилих тріщин, що перетинають нижню грань балки біля опор; закріплення поздовжньої та поперечної арматури; наявність тріщин та відшарування бетону в стислій зоні бетону; наявність розривів арматури;

температура бетону та арматури під час пожежі в кожному елементі візуальному обстеженні конструкції фіксуються: конструкції; тривалість пожежі.

2. При інструментальному обстеженні конструкції фіксуються:

геометричні розміри елементів конструкції та їх перерізів;

розміри та розташування дефектів та пошкоджень;

розташування та діаметр арматури;

ширина розкриття тріщин.

3. Ступінь пошкодження існуючих залізобетонних конструкцій

оцінюється в основному наявністю та розмірами тріщин як у розтягнутій, так і у стиснутій зоні бетону; розмірами пошкоджень бетону та арматури та залишкової міцністю бетону та арматури після пожежі

4. 1-а ступінь пошкоджень залізобетонних конструкцій (слабка) характеризується:

шириною розкриття тріщин до 0,5 мм у розтягнутій зоні елемента;

шириною розкриття тріщин до 0,3 мм у попередньо напружених елементах;

відколами бетону з оголенням арматури в межах товщини захисного шару бетону;

**ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ**

## **4.1 Охорона праці**

Охорона праці в будівництві це система взаємопов'язаних законодавчих, соціально-економічних, технічних екологічних, гігієнічних і організаційних заходів, мета яких убезпечити здоров'я працівників від виробничих шкідливих факторів і нещасних випадків і забезпечити найбільш сприятливі, умови, що сприяють підвищенню продуктивності праці і якості робіт.

1. Закон України "Про охорону праці" від 1992 р.
2. ДБН А.3.2-2-2016 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».
3. ДБН В.1.14-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».
4. "Перелік нормативних документів в області будівництва, які діють на території України", затверджені Мінбудархітектури України від 10.03.94 р. №45.
5. Закон України "Про пожежну безпеку" від 1993р.
6. "Правила влаштування і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів".
4. Закон України "Про забезпечення санітарного і епідеміологічного благополуччя населення" від 1994 р.
8. Закон України "Про загальнообов'язкове державне страхування від нещасних випадків на виробництві і професійних захворювань, що викликають втрату працездатності" від 2001 р 9. ДСТУ-Н Б А.3.1-25 2014 «Настанова з улаштування наземних рейкових колій вантажопідіймальних кранів».

### **4.1.1 Нормативи про свій робочий майданчик**

Будівельний майданчик повинен бути розміщений в межах, відведених під забудову. У разі потреби на час будівництва використовується додаткова територія, відведення якої узгоджується з її власником.

Огорожа майданчика повинна забезпечити безпеку осіб, що рухаються вулицями, проїздами і проходами громадського користування поблизу будівництва.

При розробці котловану в зоні проходження підземних комунікацій слід запросити представника організації, що їх експлуатують.



В розроблених котлованах роблять відкоси, вертикальні стінки тимчасово кріплять.

Рухаючись по відсипаному насипу, транспортні та земляні машини не повинні наближатися до бровки на відстань 0.5 м . При роботі в нічний час робочі місця освітлюються.

Спуск і підйом робітників з котловану здійснюється з допомогою драбин шириною 0.8м з перилами. Від бровки встановлюється огорожа з попереджувальними надписами.

Розробляючи ґрунт екскаватором, робочим забороняється знаходитися під ковшем або стрілою і працювати зі сторони забою. Пересуватися екскаватор повинен лише по рівній поверхні.

Бульдозеру, при розробці ґрунту, забороняється повертати завантаженим або зануреним ковшем. Також забороняється висувати відвал за бровку відкосу виїмки.

На автомобілі ґрунт навантажують зі сторони заднього або бокового борту.

При виконанні кам'яної кладки необхідно дотримуватися технологічних карт з інженерними заходами (безпечне транспортування матеріалів, встановлення риштування , вимоги техніки безпеки щодо захисних зон в т. д.).

Цеглу слід подавати на робоче місце пакетами на піддонах при допомозі захватів з огороженнями, які виключають падіння цегли.

Риштування і підмості повинні бути стійкими і міцними. Стояки трубчатих риштувань потрібно встановлювати на дощаті прокладки товщиною 50 мм, які укладаються на сплановану смугу і прикріплюються до стіни крюками за анкери, які закріплюються в ній по ходу кладки.

Над входами в сходові клітки необхідно влаштовувати навіси розмірами в плані 2·2 м.

Робочий настил риштувань безпосередньо огорожують інвентарними решітчастими щитами, а підмості –перилами висотою не менше 1 м.

До початку кладки на наступному поверсі повинні бути встановлені сходові площадки і марші, а також балкони і до них приварені огороження.

До монтажу конструкцій допускаються робітники після проходження з ними ввідного інструктажу.

До монтажних і зварювальних робіт на висоті допускаються монтажники і зварювальники-верхолази, які мають медичну довідку про стан здоров'я. До верхолазних робіт допускаються монтажники, які мають розряд не нижче четвертого і стаж не менше 1 року.

На будівельному майданчику і будинку, який будується, повинні бути попереджуючі надписи, виділені небезпечні зони, огорожені пустоти, а робочі місця при виробництві в нічний час – достатньо освітлені.

Всі робітники, які приймають участь в монтажних роботах, повинні носити каски; при роботі на висоті вони повинні надівати пояси, які кріпляться до надійно встановлених елементів і конструкцій.

Монтажні крани повинні бути встановлені на надійній і чітко вивіреній основі. Кожен кран повинен бути обладнаний автоматичним пристроєм для обмеження вантажопідйомності, а його сталеві канати слід періодично перевіряти.

При вітру в 6 балів зупиняються монтажні роботи, пов'язані з роботою кранів, а також на висоті у відкритому місці. Конструкції що монтуються, в безпосередній близькості від місця їх підйому, при сильному вітрі утримуються за допомогою розтяжок.

При вітру більше 5 балів зупиняється монтаж листових конструкцій.

Забороняється вести зварювальні роботи під дощем, під час грози, сильного снігопаду і вітру (більше 0.5 м/с). Зварювальник повинен працювати в спецодязі і з монтажним поясом.

Для забезпечення проведення робіт у нічний час доби повинно бути влаштоване штучне освітлення за [ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»](#).

Вимоги до нього:

1. Висота підвісу світильників над рівнем робочого майданчика не нижче 2,5 м. При неможливості виконання цієї вимоги - напруга в освітлювальній мережі повинна бути не більше 42 В.

2. Створювана штучна освітленість повинна становити:

- робочої ділянки - не менше 25 лк;
- площі складування - 10 лк;
- під'їзні шляхи - 1 лк;
- загальне освітлення - 2 лк.

На будівельному майданчику небезпечними зонами є:

- місця неізольованих струмопровідних частин;
- необгороджені перепади по висоті вище 1,3 м і більше;
- місця переміщення машин і обладнання, їх елементів і робочих органів;
- місця зберігання шкідливих речовин, які можуть створити концентрації їх у повітрі вище ГДК;
- місця можливого падіння предметів з висоти.

Щоб уникнути доступ сторонніх осіб, небезпечні зони повинні бути захищені огорожами.

Захисними огорожами є пристрої, які запобігають ненавмисному доступу людей в небезпечну зону.

Для забезпечення безпечних умов роботи в зимових умовах необхідно:

1. Під'їзні шляхи і пішохідні доріжки своєчасно очищати від снігу і посипати піском або золою.
2. Місця складування будівельних матеріалів необхідно повністю очищати від снігу і льоду. Інакше штабелі конструкцій при підтаванні можуть обвалитися і викликати НВ.
3. Періодично видаляти крижані бурульки, які утворилися, над входами в будівлі, тротуарами, місцями проходів і проїздів.
4. Щоб уникнути обвалення покрівель від снігового навантаження дахи необхідно очищати від снігу і льоду, заздалегідь захистивши небезпечну зону скидання снігу.
5. Для захисту робітників від несприятливих метеорологічних умов необхідно передбачити приміщення для обігріву працюючих розмірами, визначеними з розрахунку 0,1 м<sup>2</sup> на одну людину в найчисленнішій зміні, але не

менше 8 м<sup>2</sup>. Температура повітря в цих приміщеннях повинне бути не нижча за +22°C.

У літній період велику небезпеку створюють розряди атмосферної електрики. Тому для захисту працюючих необхідне виконання комплексу заходів від дії блискавки та її вторинних проявів.

На будівельних об'єктах найчастіше влаштовують блискавковідводи стрижневого типу. Їх встановлюють на кутах об'єкта, який зводиться, на відстані один від одного не більше 20 м. Кожний блискавковідвід повинен мати самостійний струмовідвід, приєднаний до заземлення з опором не більше 20 Ом.

З наближенням грози на всіх будівельних майданчиках, кранах, екскаваторах та інших будівельних машинах всі роботи повинні бути припинені, а робітники, відключивши приймачі струму, зобов'язані укритися в приміщеннях, які мають засоби блискавкозахисту.

#### **4.1.2 Розрахунок вентиляції**

Розрахункова місткість глядацького залу складає  $342/0,50=600$  чол. Згідно проекту для актового залу передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм.

Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливих домішок, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря (м<sup>3</sup> /год), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N \quad (6.1.)$$

де  $L'$  – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об'єму приміщення, м<sup>3</sup> / (год·люд);

$N$  – кількість людей.

Питомий об'єм приміщення  $V_n$ , (м<sup>3</sup> /люд), визначається за формулою

$$V_n = V / N, \quad (6.2.)$$

де  $V$  – об'єм приміщення,  $\text{м}^3$ . Величина нормативної кількості повітря  $V'$  визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об'єм приміщення:

$$V = S \cdot H \cdot 0,85 = 342 \cdot 3,5 \cdot 0,85 = 598 \text{ м}^3$$

де  $H$ - висота приміщення;

$S$ -площа приміщення.

Питомий вільний об'єм складає:

$$V' = V / N = 598 / 600 = 0,9 \text{ м}^3 / \text{люд} < 20 \text{ м}^3 / \text{люд}.$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при  $V' < 20 \text{ м}^3 / \text{люд}$  становить  $30 \text{ м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$ .

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції:  $L = L' \cdot N = 30 \cdot 600 = 18000 \text{ м}^3 / \text{год}$ .

Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

Допускається децентралізований приплив не підігрітого зовнішнього повітря при забезпеченні нормальних параметрів внутрішнього повітря. З навчальних приміщень (кабінетів, підсобних приміщень,) забезпечена природна однократна витяжка, витяжка решти повітря – через рекреаційні приміщення з наступною

## **4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

У законодавстві України надзвичайною ситуацією (НС) вважають порушення нормальних умов життя й діяльності людей на об'єкті або території, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом, епідемією, епізоотією, епіфітотією, великою пожежею, застосуванням засобів ураження, що призвели або можуть призвести до людських і матеріальних втрат.

Правову основу забезпечення безпеки за надзвичайних ситуацій складають Конституція України, Закони України «Про правовий режим території, що зазнала радіоактивного забруднення внаслідок Чорнобильської катастрофи», «Про правовий режим надзвичайного стану», «Про зону надзвичайної екологічної ситуації» від 14 грудня 1993 р., «Про пожежну безпеку» від 18 січня 2001 р., «Про

об'єкти підвищеної небезпеки» від 28 жовтня 1996 р., Положення «Про Міністерство України з питань надзвичайних ситуацій у справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», Програма запобігання та реагування на надзвичайні ситуації техногенного і природного характеру на 2000—2005 роки, затверджена Постановою Кабінету Міністрів України від 22 серпня 2000 р. тощо.

#### **4.2.1 Стійкість будинку культури в надзвичайних ситуаціях**

Будівництво виконується для надання робочих місць і потреб населення міста Чорткова. Будівництво ведеться в сейсмічно-активному районі з сейсмічністю 4 балів.

Будівництво офісного центру відбувається на ґрунтах першої категорії-глина з галькою середнього руйвання, не приводить до їх зсуву. Стійкість фундаментів забезпечується влаштуванням відкосів котловану необхідної крутизни на початку будівництва. Також ці ґрунти не є схильними до повзучості, тому при підтопленнях стійкість споруди залишається незмінною.

Для запобігання підтоплення ґрунтів водами навколо будівельного об'єкту передбачається кільцевий дренаж, який буде забезпечувати відвід ґрунтових вод з місця будівництва і, пізніше, знаходження будинку. Дренаж виконується на відстані 5 м від будинку і відлив води з нього передбачається в пониженій частині рельєфу-за будинком, де немає ніяких споруд. Вода відводиться по трубах в водозбірні колектори.

Відвід дощових і поверхневих стоків відбувається через внутрішній водовідвід і наземні каналізаційні канали. Водозбірні воронки для дощових стоків розміщуються вздовж повздовжніх стін на відстані 1.5 м одна від одної. Каналізаційні канали робляться біля відмостки, на відстані 4 м одна від одної навколо всього будинку.

Для запобігання значних і небезпечних руйнувань при дії землетрусів в конструктивній частині передбачається жорстке з'єднання стиків між колонами і ригелями, плити перекриття з'єднуються між собою випусками арматури і забетонуються, що перетворює перекриття в жорсткий диск, який забезпечує

більшу жорсткість будівлі в цілому. При дії землетрусу персоналу необхідно залишити будинок за допомогою сходових кліток, евакуаційних драбин і знаходитися на незабудованому майданчику. Після дії землетрусу будинок може бути відреставрований, налагоджені всі інженерні комунікації і далі використовуватися за призначенням.

Водопостачання в народному домі здійснюється з міської водопровідної системи централізовано. У випадку виникнення на території надзвичайних ситуацій передбачено влаштування автономних (резервних) джерел водопостачання – виконується декілька свердловин, з яких здійснюється аварійне водопостачання. Газопостачання також здійснюється з міської газової станції. На випадок надзвичайної ситуації для газової мережі встановлюються аварійні засувки, що дають змогу перекрити подачу газу.

На випадок землетрусу так само передбачається влаштування резервного телефонного зв'язку. Резервне електропостачання здійснюється від генераторної електронної установки потужністю 50 кВт

Актовий зал, який знаходиться в будинку культури, має два виходи: безпосередньо на вулицю і один у вестибюль.

Кількість евакуаційних виходів та їх розміщення відповідає вимогам ДБН В.1.14-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» .

Напрямок відкривання дверей відповідає напрямку евакуації людей з приміщень: з великих приміщень, де велика кількість людей – в коридор; з малих приміщень – в середину приміщення. Ширина коридорів 1.5 м і є більшою за розрахункову ширину шляху евакуації. Ширина сходової клітки задовольняє умови необхідні для евакуації і дорівнює 2.2 м.

На покрівлі і в місцях перепадів висот передбачено пожежні драбини, які розташовуються на висоті 2.5 м від поверхні землі.

**Висновок.** Офісний центр будується у сейсмічно-активній зоні, тому всі конструкції розраховуються на дію сейсмічних навантажень. Саме тому при дії сейсмічності до 8 балів пошкодження будинку і конструкцій відбуватися не повинно.

## **Загальний висновок**

Дипломна робота на тему „Проект офісного центру зі складськими приміщеннями з дослідженням вогнестійкості несучих конструкцій” виконаний згідно з виданим завданням.

Дипломна робота включає такі розділи: архітектурний, розрахунково-конструктивний, науково-дослідницький, охорону праці та безпеку в надзвичайних ситуаціях. В архітектурному розділі розроблений генеральний план будівлі з урахуванням вимог ДБН „ Генеральні плани ”, вирішені об’ємно-планувальна та конструктивна побудова будівлі. В генеральному плані враховані питання вимог сучасної забудови, об’ємно-планувальне рішення відповідає нормативним вимогам. В будівлі застосовані сучасні ефективні і доступні конструкції. В розрахунково-конструктивному розділі запроектовано зокрема плити перекриття, та розраховано фундаментні опори. Розраховано навантаження які діють на залізобетонну плиту, визначено прогин.

В проекті висвітлені питання охорони праці у будівельній галузі та проблеми безпеки життєдіяльності.



## Бібліографія:

1. Фундаменти будівель і споруд: Довід.посібник Ю.Л.Винников, В.А.Муха,А.В.Яковлев та ін.- К.: Урожай,2002.- 432с.:іл.- Бібліогр.: с.423-424.
2. Конструирование и расчет монолитных ребристых перекрытий: Учеб.пособие / А.Н.Павликов.-К.: УМК ВО,1992.-100с.-На укр.яз.
- 3.Технологія будівельного виробництва:Підручник/В.К.Черненко, М.Г. Єрмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К.Черненка, ,М.Г.Єрмоленко.- К.: Вища шк.,2002.-430с.:іл.
- 4.Фундаменти будівель і споруд: Довід.посібник Ю.Л.Винников, В.А.Муха,А.В.Яковлев та ін. - К.: Урожай,2002.- 432с.:іл.- Бібліогр.: с.423-424.
- 5.ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва
- 6.ДБН Г.1-5-96.Нормативна база оснащення будівельних організацій містобудування України - К.,1997.
- 7.ДБН.В-2.2-99.Громадські будинки та споруди
- 8.ДБН 360-92\*.Планування і забудова міських і сільських поселень
- 9.ДБН В.2.3-5-2001.Вулиці та дороги населених пунктів
- 10.ДБН В.2.5-20-2001.Інженерне обладнання будівель і споруд
- 11.ДБН В.2.6.-31:2016 Теплова ізоляція будівель
- 12.ДБН В.2.5-64:2012 Внутрішній водопровід та каналізація
- 13.ДБН В.2.5-67:2013 Опалення,вентиляція та кондиціонування
- 14.ДБН В.2.5-28-2006 Природне і штучне освітлення
- 15.ДБН В 1.1.7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва
- 16.ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд.
17. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина I. Будівельні матеріали . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –342с.

18. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина II. Будівельні конструкції та вироби . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –169с.
19. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина III. Матеріали та вироби для санітарно-технічних робіт . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –143с.
20. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина IV. Місцеві матеріали . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –360с.
21. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина V. Матеріали , вироби і конструкції для монтажних та спеціальних будівельних робіт . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –268с.
22. Державні будівельні норми України . Збірник кошторисних цін на вантажів для будівництва ( ЗКЦПВ-97) . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –317с.
23. Основания, фундаменты и подземные сооружения/М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.; Под. Общ. Ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименка.-М.: Стройиздат, 1985.-480с.
24. СНиП III-4-80\* Техника безопасности в строительстве/Госстрой.-М.:ЦИТП Госстроя,1991.-352с.
25. І. І. Кирпа, О. А. Тищенко Монолітне залізобетонне перекриття Дніпропетровськ. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2015. – 88 с
26. Далматов,Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б.И.Далматов.–Л.: Стройиздат, 1988.

27. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты /  
С.Б.Ухов, В.В.Семенов, В.В.Знаменский, З.Г.Тер-Мартirosян,  
С.Н.Чернышов. –М., Изд-во АСВ, 1994. – 527 с.