

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

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект реконструкції громадської будівлі

Виконав: студент IV курсу, групи МБс-41
спеціальності _____

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент _____
(підпис) Костишин М. С.
(прізвище та ініціали)

Керівник _____
(підпис) Ігнат'єва В. Б.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____
(підпис) Мещерякова О. М.
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри _____
(підпис) Ясній В.П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент _____
(підпис) Качка О. І.
(прізвище та ініціали)

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студенту Костишину Максиму Сергійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект реконструкції громадської будівлі

Керівник роботи Ігнатська Вікторія Борисівна, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «22» січня 2026 року № 4/9-53.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проектування - реконструкція громадської будівлі культурно-дозвілєвого центру з прибудовою універсального спортивного залу та пристосуванням приміщень до сучасних функціональних, безпекових і експлуатаційних вимог.

Вихідні умови - житловий район міста, ділянка громадського призначення, вихідні кліматичні та інженерно-геологічні дані, реконструйована будівля з неповним каркасом, збірними залізобетонними елементами, цегляними стінами з утепленням та добудованою спортивною частиною.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Розробити архітектурний розділ: характеристику району та майданчика будівництва, функціональну структуру культурно-дозвілєвого центру, генеральний план, об'ємно-планувальні, конструктивні та оздоблювальні рішення реконструкції.

Виконати теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій, обґрунтувати протипожежні вимоги та експлуатаційну безпеку реконструйованої громадської будівлі.

Запроектувати розрахунково-конструктивні рішення: багатопорожнисту попередньо напружену плиту перекриття, центрально навантажену залізобетонну колону та консоль колони.

Проаналізувати інженерно-геологічні умови майданчика та виконати розрахунок стовпчастого фундаменту на природній основі з обґрунтуванням прийнятого типу фундаментів.

Розробити організаційно-технологічні рішення виконання будівельно-монтажних робіт, умови безпечної роботи кранів, заходи безпеки життєдіяльності та пожежної безпеки на будівельному майданчику.

Виконати економічне обґрунтування, сформулювати висновки, підготувати графічну частину та оформити пояснювальну записку відповідно до методичних вимог.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

Костишин М.С.
(прізвище та ініціали)

Ігнат'єва В.Б.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....	10
1.1 Характеристика району та майданчика будівництва	10
1.2 Функціональна структура будівлі	11
1.3 Рішення генерального плану.....	13
1.4 Об'ємно-планувальне рішення.....	14
1.5 Конструктивне рішення будівлі.....	16
1.6 Внутрішнє та зовнішнє оздоблення	16
1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій	17
1.8 Протипожежні вимоги	20
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	22
2.1 Розрахунок багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття. Вибір типової конструкції	22
2.2 Розрахунок міцності плити по перетину, перпендикулярному до поздовжньої осі	27
2.3 Розрахунок багатопорожнистої плити за граничними станами другої групи ..	33
2.4 Розрахунок утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі	35
2.5 Розрахунок центрально навантаженої колони	39
2.6 Підбір перерізу колони та арматури.....	42
2.7 Розрахунок консолі колони	45
РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	47
3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов.....	47
3.2 Обґрунтування можливих варіантів фундаменту	48
3.3 Розрахунок стовпчастого фундаменту на природному ґрунті	49
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ.....	54
4.1 Заходи з охорони праці та техніки безпеки	54
4.2 Умови безпеки роботи кранів	55

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	56
БІБЛІОГРАФІЯ.....	59

ВСТУП

Реконструкція громадських будівель є одним із практичних напрямів розвитку міського середовища, що дає змогу пристосувати наявні споруди до сучасних потреб населення без необґрунтованого розширення забудови. Для таких об'єктів важливими є не лише оновлення архітектурного вигляду та покращення експлуатаційних характеристик, а й формування нового функціонального наповнення, підвищення енергоефективності, забезпечення пожежної безпеки, доступності та надійності конструкцій.

Актуальність кваліфікаційної роботи на тему «Проект реконструкції громадської будівлі» зумовлена необхідністю створення сучасного культурно-дозвілєвого центру, здатного поєднувати видовищну, спортивну, освітню, гурткову, інформаційну та адміністративну функції. У межах реконструкції будівля має забезпечувати комфортні умови для відвідувачів різного віку, працівників і учасників культурно-спортивних заходів, а також відповідати вимогам безпечної експлуатації, санітарно-гігієнічного забезпечення та пожежного захисту.

Об'єктом проєктування є громадська будівля культурно-дозвілєвого центру в м. Полтава. Ділянка розташована у житловому районі садибної забудови, має зручний транспортний і пішохідний зв'язок із прилеглою територією. Рельєф майданчика загалом спокійний, із природним ухилом, що сприяє організованому відведенню поверхневих вод. Генеральним планом передбачено благоустрій, озеленення, пішохідні шляхи, проїзди, автомобільні стоянки, зокрема місця для транспорту маломобільних груп населення, а також майданчики перед головним фасадом.

Функціональна структура реконструйованої будівлі сформована з урахуванням потреб культурно-дозвілєвого центру. Видовищна частина включає універсальну глядацьку залу на 96 місць, естраду, приміщення звукорежисера, вестибюль-фойє та гардероб. Клубний напрям представлений бібліотекою, вокально-музичною студією, приміщеннями для прикладної творчості,

хореографічним залом, приміщеннями для гурткової роботи й соціально активної діяльності молоді.

Під час реконструкції також передбачено розвиток фізкультурно-оздоровчої складової будівлі. У цокольному поверсі розміщуються тренажерний зал, зал для настільного тенісу, приміщення для різьблення по дереву, роздягальні з душовими, а також технічні та інженерні приміщення. На першому поверсі, поряд із глядацькою частиною, запроєктовано універсальний спортивний зал, тренерську, інвентарну та хореографічний зал. Другий поверх доповнено залом для аеробних навантажень, бібліотекою, вокально-музичною студією та допоміжними приміщеннями.

Адміністративна група приміщень утворює окремий функціональний блок. До її складу входять кабінети директора, старости, дільничного, методичний кабінет, приймальні, приміщення завідувача господарством та інші службові приміщення. Таке зонування дозволяє розмежувати масові потоки відвідувачів, адміністративну діяльність і технічне обслуговування будівлі.

Конструктивне рішення будівлі прийнято із неповним каркасом. Основними несучими елементами є збірні залізобетонні колони, ригелі та перекриття. Зовнішні стіни виконуються з цегляної кладки товщиною 380 мм із зовнішнім утепленням мінераловатними плитами та вентильованим фасадом. Покриття передбачено схилом, з металочерепицею по дерев'яній обрешітці. Для забезпечення нормативних показників теплозахисту запроєктовано утеплення зовнішніх стін і покриття.

У розрахунково-конструктивному розділі розглянуто роботу багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття марки ПК 60.15-6. Виконано перевірку її несучої здатності за першою групою граничних станів, а також розрахунки за другою групою граничних станів із перевіркою утворення та розкриття тріщин. Крім того, проведено розрахунок центрально навантаженої залізобетонної колони, підбір її перерізу й армування, а також розрахунок консолі колони.

Інженерно-геологічні умови майданчика враховано під час проєктування фундаментів. Несучим шаром основи прийнято гальковий ґрунт із піщаним заповнювачем. У роботі виконано оцінку ґрунтових умов, обґрунтовано варіант фундаментного рішення та розраховано стовпчастий фундамент на природній основі.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень для реконструкції громадської будівлі з урахуванням її нового культурно-дозвілєвого та фізкультурно-оздоровчого призначення, умов будівельного майданчика, вимог енергоефективності, пожежної безпеки, надійності несучих конструкцій і безпечної експлуатації.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі **завдання**:

1. Проаналізовано природно-кліматичні, містобудівні та інженерно-геологічні умови майданчика реконструкції.
2. Розроблено рішення генерального плану з урахуванням благоустрою, озеленення, транспортного обслуговування, автомобільних стоянок, пішохідних шляхів і потреб маломобільних груп населення.
3. Обґрунтовано функціональне зонування культурно-дозвілєвого центру та склад видовищних, спортивних, гурткових, бібліотечних, адміністративних, побутових і технічних приміщень.
4. Прийнято об'ємно-планувальні рішення реконструйованої громадської будівлі з урахуванням зручності користування, евакуації відвідувачів і розділення основних функціональних потоків.
5. Розглянуто конструктивну схему будівлі, склад несучих та огорожувальних конструкцій, рішення зовнішніх стін, перекриттів, покриття, підлог, світлопрозорих конструкцій і внутрішнього оздоблення.
6. Виконано теплотехнічні розрахунки зовнішніх стін і покриття для забезпечення нормативного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій.

7. Передбачено протипожежні заходи, евакуаційні виходи, димовидалення, природне освітлення сходових кліток, блискавкозахист та умови для доступу пожежно-рятувальних підрозділів.

8. Виконано розрахунок багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття за першою та другою групами граничних станів.

9. Проведено перевірку плити щодо міцності нормальних і похилих перерізів, утворення тріщин, їх розкриття та деформативності.

10. Виконано розрахунок центрально навантаженої залізобетонної колони, підібрано переріз і арматуру, а також розраховано консоль колони.

11. Оцінено інженерно-геологічні умови та запроєктовано стовпчастий фундамент на природній основі.

12. Розроблено заходи з охорони праці, техніки безпеки та безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Вихідними даними для проєктування є функціональне призначення реконструйованої будівлі як культурно-дозвілєвого центру, розташування об'єкта в м. Полтава, наявність культурних, спортивних, адміністративних і технічних зон, неповний залізобетонний каркас, цегляні зовнішні стіни з утепленням, збірні залізобетонні перекриття, схиле покриття та стовпчасті фундаменти на природній основі.

Методи виконання роботи включають аналіз функціональних і конструктивних вимог до громадських будівель, розроблення архітектурно-планувальних рішень, теплотехнічні розрахунки, визначення навантажень, перевірку залізобетонних елементів за граничними станами, підбір армування колон і плит, а також розрахунок фундаментів.

Практичне значення роботи полягає у розробленні проєктного рішення реконструкції громадської будівлі, яке забезпечує її пристосування до сучасних культурних, освітніх, спортивних і дозвілєвих потреб. Прийняті рішення спрямовані на раціональне використання наявної будівлі, розширення

функціональних можливостей культурно-дозвіллевого центру, підвищення енергоефективності та забезпечення безпечної експлуатації конструкцій.

Ключові слова: РЕКОНСТРУКЦІЯ ГРОМАДСЬКОЇ БУДІВЛІ, КУЛЬТУРНО-ДОЗВІЛЛЄВИЙ ЦЕНТР, ЗАЛІЗОБЕТОННЕ ПЕРЕКРИТТЯ, СТОВПЧАСТИЙ ФУНДАМЕНТ, ОХОРОНА ПРАЦІ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Характеристика району та майданчика будівництва

Проектована ділянка розташована в житловому районі м. Полтава в секторі садибної житлової забудови.

Ділянка проектування з північного боку межує з проїжджою. Зі східного боку розташована незабудована територія, вкрита трав'янистою рослинністю. З західного боку до ділянки проектування впритул примикає садибна житлова забудова.

Протягом року переважають вітри південно-західного напрямку. Найбільшу повторюваність за рік мають слабкі вітри. Швидкість вітру з повторюваністю 95%-10 м/с .

Полтава розташована у I кліматичному районі, сухій кліматичній зоні за вологістю, III сніговому районі та III вітровому районі.

Територія ділянки проектування представлена непланованим насипним ґрунтом і вкрита трав'янистою рослинністю з чагарниками, деревами, побутовим та рослинним сміттям.

Рельєф ділянки проектування в цілому спокійний, рівнинний з рідкісними земляними навалами із загальним ухилом у північно-західному напрямку, що забезпечує стік поверхневих вод.

У геоморфологічному відношенні м. Полтава розташоване на надпойменній терасі однойменної річки.

У геологічній будові майданчика на глибину 8,0 м присутні алювіальні галькові ґрунти з піщаним заповнювачем, перекриті на ділянці пробурених свердловин шаром супіску твердої консистенції, потужністю 1,10-1,55 м .

Підземні води в пробурених свердловинах зустрічаються на глибині 3,90 - 4,10 м, що відповідає абсолютним відміткам 247,12-247,18 м .

Максимальні відмітки рівня підземних вод спостерігаються в період проходження паводку і можуть перевищити вищезазначені на 1-1,5 м.

За хімічним складом підземні води є гідрокарбонатними кальцієво-натрієво-калієвими, з мінералізацією 297-298 мг/л.

Стосовно бетонів нормальної щільності на будь-яких марках цементу підземні води неагресивні, стосовно металевих конструкцій — середньоагресивні.

Несучими ґрунтами основ фундаментів проєктованої будівлі є гальковий ґрунт.

Сейсмічність району становить 7 балів з 10% ступенем повторюваності. Категорія ґрунту за сейсмічним впливом – II.

1.2 Функціональна структура будівлі

Приміщення групують за функціональними ознаками, що дозволяє організувати між ними чіткі технологічні взаємозв'язки, які відповідають санітарно-гігієнічним та протипожежним вимогам, сприяють зручності експлуатації будівлі, а також підвищують комфорт роботи в ній.

Культурно-дозвіллевий центр проєктуємо у такому складі:

- приміщення глядацького комплексу;
- приміщення клубного комплексу;
- адміністративно-господарські приміщення.

Видовищна частина включає власне глядацький зал, естраду (сцену) та приміщення, що обслуговують сцену.

Зал призначений для проведення зборів, концертних програм, театральних постановок. Глядацький зал також дозволяє забезпечувати здійснення святкових комплексних програм: дитячі ялинки, танці, організація змінних виставок, нерегламентоване спілкування тощо.

Естрада — ігровий майданчик, що знаходиться в єдиному просторі із залом, висота якого збігається з висотою залу.

2. Клубна частина складається з таких груп приміщень:

- відпочинку та розваг;
- лекційно-інформаційних;

- студійно-гурткових.

До приміщень для відпочинку та розваг відносять: ігрові, призначені для гри в настільний теніс та більярд; зал із підсобними приміщеннями для фізкультурно-оздоровчої роботи. До лекційно-інформаційного приміщення належить бібліотека.

Студійно-гурткові приміщення: хорового, за інтересами універсального призначення, театрального-драматичного, художнього різьблення по дереву, технічного, культури побуту з кухонним обладнанням, танцювального, художніх промислів і ремесел.

До складу адміністративно-господарських приміщень входять: вестибюль, гардероб, санітарний вузол, приміщення адміністративного та обслуговуючого персоналу.

Положення зводу правил поширюються на проєктування нових та реконструйованих фізкультурно-спортивних залів для:

- гімнастики спортивної та художньої, акробатики;
- найпоширеніших спортивних ігор (бадмінтон, баскетбол, волейбол, теніс, настільний теніс);
- єдиноборств (боксу, боротьби, важкої атлетики);
- загальнофізичної підготовки;
- тренажерної підготовки;
- фізкультурно-спортивних розваг.

Показники мікроклімату в приміщеннях:

Холодний період:

- температура в 20-21°C ;
- розрахункова температура 19-20°C;
- вологість 60-40%;
- швидкість руху повітря 0,2 м/с ;
- теплий період — температура 23-25°C;
- розрахункова температура 22-24°C;

- вологість 60-40%;
- швидкість руху повітря 0,3 м/с.

1.3 Рішення генерального плану

Ділянка проєктування представлена пішохідною зоною, розташованою перед головним фасадом споруджуваної будівлі загальношкільного культурно-дозвілєвого центру у м. Полтава.

Ділянка будівництва розташована на пустирі, між вул. Кедровою та вул. Зоотехнічною.

Проектowana ділянка має прямокутну форму. Розміри ділянки 120м*80 м.

Генеральний план ділянки розроблено відповідно до[8].

Забезпечення найкращих санітарно-гігієнічних умов досягається за рахунок:

- розташування будівлі з урахуванням вимог інсоляції;
- правильного рішення щодо озеленення, що створює захист від забруднення повітря та шуму.

Санітарний розрив між торцями проєктованої будівлі та можливими спорудами, що мають вікна, приймаємо не менше згідно з [8]. Протипожежні відстані між будівлями не менше 6 м згідно з [8].

Велика увага при опрацюванні планування приділена питанням озеленення території. Ділянку планується озеленити в основному за рахунок газону та декоративних (листяних) дерев, а також чагарників.

Ділянка включає в себе благоустрій площі перед головним фасадом будівлі з розміщенням на ній МАФ (лавки, урни). Пішохідні зони спроектовані з асфальтобетонним та плитковим покриттям. Озеленення спроектовано у вигляді газонів, чагарників, дерев.

Відстані від будівель до дерев і чагарників: від зовнішньої стіни будівлі до стовбура дерева або чагарнику не менше 5,0 м і 1,5 м відповідно; від краю тротуару м і від краю проїжджої частини вулиць м і 1,0 м.

Ділянка 2 включає в себе проїзд до проектованої будівлі, дві автомобільні парковки на 20 автомобілів, у тому числі 2 місця для паркування транспортних засобів маломобільних груп населення. Проїзд до парковки – асфальтобетон. Ширину проїжджої частини проїздів I категорії (проїзди з двостороннім рухом) приймаємо 5,5 м, II та III категорій (з одностороннім рухом і тупикові проїзди) - 3,5 м.

Передбачається влаштування тротуарів. Їхня ширина коливається в межах 1,5-2,25 м. Пішохідні доріжки виконуються з асфальтовим покриттям, а також вимощені штучними декоративними плитами.

Основні техніко-економічні показники за генеральним планом наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники генерального плану

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Площа
1	Площа ділянки	м ²	9267,9
2	Площа забудови	м ²	1750,91
3	Площа автодоріг, проїздів, проходів	м ²	2808,4
4	Площа озеленення	м ²	5189,
5	Коефіцієнт щільності забудови		4916,74
6	Коефіцієнт використання території		0,22
7	Коефіцієнт озеленення		0,55

1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальне рішення до реконструкції:

Характеристики будівлі:

призначення будівлі — громадська; ступінь вогнестійкості — II.

Будівля КДЦ у плані має складну форму з розмірами в осях 30,34 м*30,03 м.

Вхід до будівлі здійснюється з боку головного та дворового фасадів.

За висотою будівля поділена на надземні та цокольний поверхи.

На цокольному поверсі розташовані підсобні та технічні приміщення, а також приміщення для гурткових занять дорослих.

На першому поверсі розташовані: гардероб, глядацька зала, естрада, санвузли, адміністративні приміщення, кабінет дільничного та старости з окремим входом.

На другому поверсі розташовані: бібліотека, приміщення для соціально-активної діяльності молоді, приміщення для гурткових занять, роздягальня з душовою.

Об'ємно-планувальне рішення після реконструкції:

Головний фасад і вхідна група розташовані по осях 1-13, вхідна група до адміністративних приміщень житлового району — з торцевого фасаду Л — А.

У цокольній частині будівлі розташований тренажерний зал, роздягальні з душовими, приміщення для різьблення по дереву, зал для настільного тенісу, приміщення для зберігання та ремонту технічних засобів. Також на поверсі розташовані електрощитова, тепловий вузол, вентиляційний вузол. Цокольний поверх має три виходи на вулицю.

На першому поверсі розміщені універсальний глядацький зал місткістю 96 осіб, естрада, кімната звукорежисера, вестибюль-фойє, гардероб, група адміністративних приміщень, санітарні вузли. Також універсальний спортивний зал, інвентарна, тренерська, хореографічний зал.

Адміністративні приміщення об'єднані в окрему групу. До її складу входять: методичний кабінет, приймальня директора, кабінет директора, кімната завгоспа, приймальня кабінету старости, кабінет старости, кабінет дільничного.

Гардеробна розміщена у вестибюлі, поруч із входом.

На другому поверсі розташовані: зал для аеробних навантажень, чоловіча та жіноча роздягальні з душовою кабіною, абонемент, бібліотека, вокально-музична студія.

1.5 Конструктивне рішення будівлі

Таблиця 1.2 - Конструктивна характеристика будівлі

Конструктивна схема	З неповним каркасом
Просторова жорсткість	Забезпечується жорстким з'єднанням ригеля та колони
Фундамент	Збірні сталевого типу, фундаментні блоки
Несучі будівельні конструкції	Збірні залізобетонні колони та збірні ригелі перекриття
Огороджувальні конструкції	Цегляні стіни товщиною 380 мм із зовнішнім утепленням товщиною 120 мм
Перегородки	Перегородки товщиною 120 мм і 380 мм, виконані з глиняної цегли
Перекриття	Збірні залізобетонні
Покрівля	Схила. Покриття — металочерепиця на дерев'яній обрешітці
Утеплювач на перекритті	Плита мінераловатна $\gamma=200 \text{ кг/м}^3$, загальна товщина 300 мм.
Підлоги	Керамічна плитка, лінолеум, бетон, дерев'яний настил
Вікна	Пластикові, з подвійним склопакетом
Двері	Дерев'яні, металеві
Відмостка	Бетонна, шириною 1000 мм

1.6 Внутрішнє та зовнішнє оздоблення

Таблиця 1.3 - Відомість внутрішнього та зовнішнього оздоблення

Приміщення	Внутрішнє оздоблення
Тренажерний зал, зал для настільного тенісу	Стіни та перегородки — покращена штукатурка, водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлоги - лінолеум Стеля — затирка швів, одношарова штукатурка вапняним розчином. Водоемульсійне фарбування світлих відтінків
Коридори, сходові клітки, тамбури, кімнати для прибирального інвентарю	Стіни та перегородки - водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлога — керамічна плитка Стеля - водоемульсійне фарбування світлих відтінків

Продовження таблиці 1.3

Приміщення	Внутрішнє оздоблення
Методичний кабінет, приймальня директора, кабінет директора, глядацька зала	Стіни та перегородки — водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлога - лінолеум Стеля - підвісна стеля «Армстронг»
Естрада	Стіни та перегородки — водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлога - дерев'яний настил, не пофарбований Стеля - підвісна стеля «Армстронг»
Гардероб, кімната завгоспа, кімната звукорежисера, підсобне приміщення	Стіни та перегородки — водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлога - керамічна плитка Стеля - побілка
Кабінет дільничного, приймальня старости, кабінет старости, кабінет соціального психолога	Стіни та перегородки — водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлога — лінолеум Стеля - підвісна стеля «Армстронг»
Вестибюль	Стіни та перегородки — водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлога — керамічна плитка Стеля - водоемульсійне фарбування світлих відтінків
Хореографічний зал	Стіни та перегородки — водоемульсійне фарбування світлих відтінків Підлога - ПВХ-лінолеум (гомогенне покриття) Стеля - підвісна стеля «Армстронг»
Вокально-музична студія, приміщення для прикладної творчості, приміщення для	Стіни та перегородки — фарбування водоемульсійною фарбою світлих відтінків Підлога - лінолеум

1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок стіни здійснювався відповідно до [2] та [3].

Вихідні дані для розрахунку наведені в цьому розділі. Визначимо градусодоби опалювального періоду за формулою 1 [2]:

$$D_d = (t_{\text{int}} - t_{\text{ext}}) \cdot z_{\text{ht}} \quad (1.1)$$

$$D_d = (20 + 8,4) \cdot 225 = 6390$$

Наведений опір теплопередачі, $R_0 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, огорожувальних конструкцій слід приймати не менше нормованих значень $R_{\text{req}}, \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$: $R_0 \leq R_0^{\text{нпр}}$.

Визначимо нормований опір теплопередачі огорожувальної конструкції інтерполяцією.

Визначення розмірів стіни відповідно до норм теплотехніки.

Для того щоб огорожувальна конструкція відповідала нормам теплотехніки, необхідно, щоб виконувалася така умова:

$$R_0 = 1/\alpha_i + \sum \delta_i/\lambda_i + 1/\alpha_e \leq R_0^{\text{нпр}} \quad (1.2)$$

Де $\alpha_{\text{int}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої і поверхні огорожувальних конструкцій, що приймається за [3];

$\alpha_{\text{ext}} = 10,8 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції для умов холодного періоду року, за наявності в огорожувальній конструкції прошарку, що вентильється зовнішнім повітрям, який приймається за [3]; Розпишемо коефіцієнти та розміри шарів.

Характеристики шарів стіни.

Таблиця 1.4 - Характеристики шарів зовнішньої стіни

№	Назва	Щільність γ , кг/м ³	Товщина шару δ , м	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності за умов експлуатації в зоні А λ , Вт/м ² ·°C
1	Цементно-піщаний розчин	1800	0,02	0,76
2	Цегляна кладка з глиняної цегли звичайної на цементно- піщаному розчині	1800	0,38	0,70
3	Мінераловатна плита	125	0,0	0,048
4	Вітро-гідрозахисна паропроникна мембрана	-	0,0002	-
5	Вентильований повітряний прошарок	-	0,05	-

Розрахуємо значення товщини шару утеплювача за умови, що $R_0 = R_0^{\text{Тр}}$:

$$\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{0,70} + \frac{x}{0,048} + \frac{1}{10,8} = 3,117 \quad (1.3)$$

Звідси $X = (3,117 - 0,115 - 0,0263 - 0,543 - 0,044) \cdot 0,048 = 0,115$ (м)

Приймаємо товщину мінераловатної плити 120 мм.

Теплотехнічний розрахунок перекриття

Визначимо градусо-добу опалювального періоду за формулою [1] :

$$D_d = (t_{\text{int}} - t_{\text{ext}}) \cdot z_{\text{ht}} \quad (1.4)$$

Наведений опір теплопередачі огорожувальних конструкцій слід приймати не менше нормованих значень.

Визначимо нормований опір теплопередачі огорожувальної конструкції інтерполяцією [3]:

$$R_0^{\text{нпр}} = 5,2 + \frac{6,2-5,2}{8000-6000} = 5,395 \text{ (м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Bt)}$$

Визначення розмірів конструкції покриття відповідно до вимог теплотехніки. Розпишемо коефіцієнти та розміри шарів.

Таблиця 1.5 - Характеристики шарів покриття

№	Назва	Щільність γ , кг/м ³	Товщина шару δ , м	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності в умовах експлуатації А λ , Вт/м·°C
1	Цементно-піщана стяжка	1800	0,03	0,76
2	Мінераловатна плита П- 200	200	X	0,053
3	Пароізоляція — 1 шар руберойду на мастиці	600	0,001	0,17
4	Залізобетонна плита	2500	0,22	1,65

Розрахуємо значення товщини шару утеплювача за умови, що $R_0 = R_0^{\text{тр}}$:

$$\frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{0,76} + \frac{x}{0,53} + \frac{0,001}{0,17} + \frac{0,22}{1,65} + \frac{1}{23} = 5,395$$

Звідси $X = (5,395 - 0,115 - 0,0395 - 0,005988 - 0,0133 - 0,044) \cdot 0,53 = 0,268$ (м)

Приймаємо товщину мінераловатної плити заводського виготовлення 300 мм. Загальна товщина перекриття становить: $30+300+1+220=551$ мм.

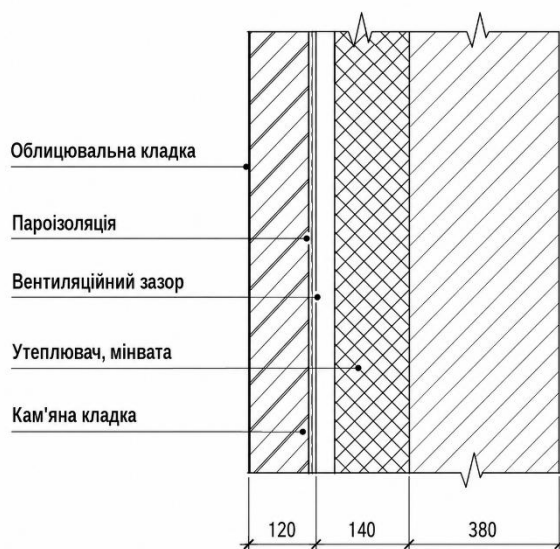


Рисунок 1.1 - Конструкція зовнішньої стіни

1.8 Протипожежні вимоги

Будівля II ступеня вогнестійкості. Прийняті основні будівельні конструкції - негорючі, забезпечують межі вогнестійкості, передбачені [20].

Перекриття та покрівлі, сходові марші — збірні залізобетонні. Евакуація здійснюється по незадимлюваних сходах 2- го типу з підпором повітря. Сходи забезпечені природним освітленням через вікна у зовнішніх стінах. Підвальне приміщення має три рознесених евакуаційних виходи на вулицю. Провітрювання підвалу здійснюється спеціальними вентиляційними продухами. У будівлі передбачено димовидалення з коридорів на кожному поверсі. Коридор розділений протипожежними перегородками 2-го типу, що стоять на відстані 13м .

Сходи виходять на покрівлю. Між маршами сходів передбачено зазор шириною не менше 10 мм. На горищах будівлі передбачені виходи на покрівлю, обладнані стаціонарними сходами.

Двері сходової клітки — самозачисні, з ущільнювачами.

На даху передбачено захист від блискавки.

Електрощитова розміщена на цокольному поверсі, відгороджена протипожежними перегородками 1-го типу.

Приміщення, розташовані на цокольному поверсі та призначені для розміщення інженерного обладнання та прокладки комунікацій, слід відокремлювати від інших приміщень протипожежними перегородками.

Відповідно до вимог технічного регламенту з пожежної безпеки, генеральним планом передбачено проїзд пожежних автомобілів уздовж будівлі по дорозі шириною 6м, виконаній на відстані не більше 8 м від внутрішнього краю проїзду з боку.

Шляхи проходження до евакуаційних виходів повинні бути позначені спеціальними табличками та планами евакуації, розташованими на видних місцях. Двері на шляхах евакуації повинні відкриватися вільно та у напрямку виходу з будівлі, не повинні мати засувок, що перешкоджають їх вільному відкриванню без ключа зсередини.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття. Вибір типової конструкції

Виходячи з розмірів мого прольоту, попередньо приймаю типову плиту перекриття.

Марка панелі ПК 60.15-6AVI.

Характеристика плити перекриття:

$h_{пл} = 220$ мм; $d = 159$ мм, $\tau = 26$ мм, $n = 7$ шт, $c = 97,5 < 159$ мм,

Кількість стрижнів 6 шт $\varnothing 12$ А-VI площа $A_{sp} = 6,79$ см²

Перевірити плиту 60.15 - 6AVI за першою групою граничних станів на навантаження реконструйованої будівлі.

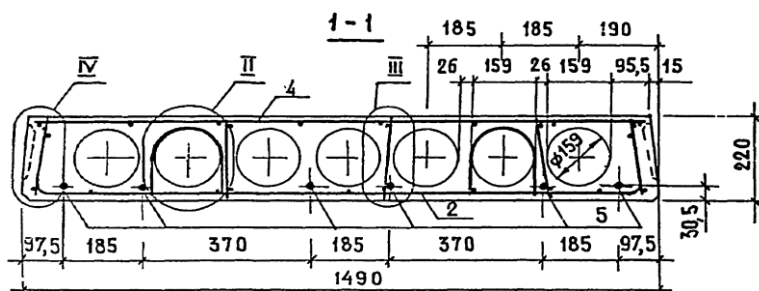


Рисунок 2.1 - Перетин плити з основними розмірами

Розрахунок і компонування розрахункового перерізу багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття

При розрахунку плит з порожнистим перерізом приводять до еквівалентного двотавра (рисунок 2.2).

Знаходимо ширину полиці:

$$b_f = b'_f = a_{пл} - 2n = 1490 - 2 * 20 = 1450 \text{ мм}; \quad (2.1)$$

Де 20мм - на заливку швів. Товщина ребра:

$$b = b_f - n * d = 1450 - 7 * 159 = 337 \text{ мм}; \quad (2.2)$$

Товщина полиці:

$$h_f = h'_f = \frac{h - d}{2} = \frac{220 - 159}{2} = 30,5; \quad (2.3)$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a_p = 220 - 40 = 180 \text{ мм}; \quad (2.4)$$

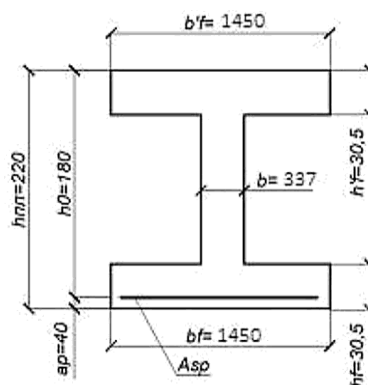


Рисунок 2.2 - Поперечний переріз для розрахунку багатопорожнистої плити

Оскільки двотавра для I групи граничних станів не існує, ми переходимо до таврового перерізу (рисунок 2.3).

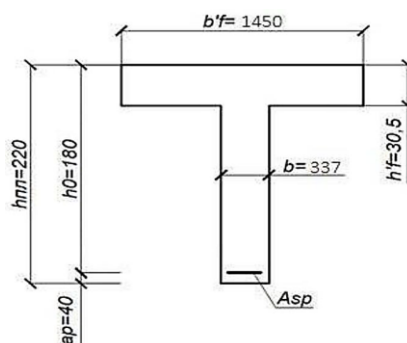


Рисунок 2.3 - Приведений переріз багатопорожнистої плити для розрахунку за I групою граничних станів

Ми переходимо до таврового перерізу тому, що бетон (при розрахунках за I групою граничних станів) у зоні розтягу не працює, і розтягуючі зусилля сприймає арматура.

Розрахунковий проліт, навантаження, розрахункова схема, визначення зусиль

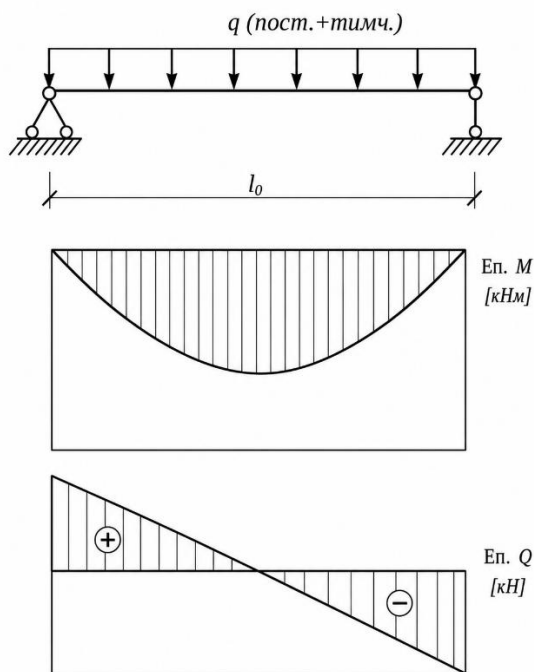


Рисунок 2.4 - Розрахункова схема визначення зусиль

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаємо розміри перерізу ригеля: (див. пункт 1). При опорі на ригель зверху (рисунок 2.5) розрахунковий проліт за формулою:

$$l_0 = l_{пл} - \frac{b}{2} = 5980 - \frac{250}{2} = 5855 \text{ мм}; \quad (2.5)$$

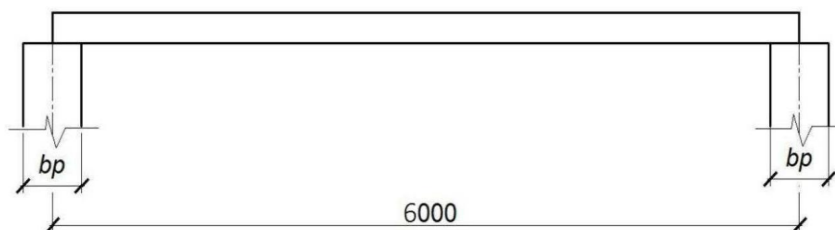


Рисунок 2.5 - Схема опори плити

Розрахунок навантажень на перекриття наведено в таблиці 2.1. Для розрахунку прийнято підлогу типового поверху з керамічної плитки на цементно-піщаній стяжці (рисунок 2.6).

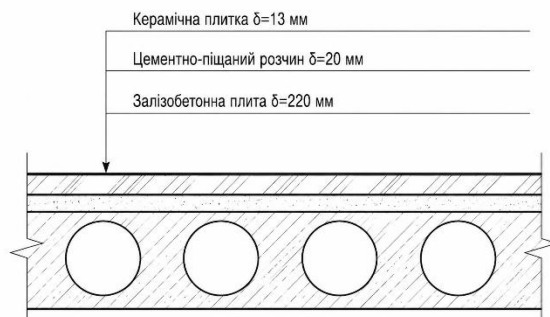


Рисунок 2.6 - Конструкція підлоги перекриття

Таблиця 2.1 - Нормативні та розрахункові навантаження на перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ $q^H = \delta \cdot$	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ $q^p = q^H$
Постійне: - власна вага	3000	1,1	3300
багатопорожнистої плити з круглими порожнинами - власна вага цементного розчину $\delta = 20 \text{ мм}; \rho = 2200 \text{ кг/м}^3$ - власна вага керамічної плитки $\delta = 13 \text{ мм};$ $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	440	1,3 1,2	281
Разом від постійного:	3674		4153
Тимчасове: (згідно із завданням)	4000	1,2	4800
Разом:	7674		8953

Визначення зусиль

Розрахункове навантаження на 1м за [12] при ширині плити 1,5 м з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$:

$$\text{постійне } q^p = 4,153 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 5,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}} ;$$

$$\text{повне } q + v = 8,953 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 12,76 \text{ кН/м} ;$$

$$\text{тимчасове } v = 4,8 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 6,84 \text{ кН/м} ;$$

Нормативне навантаження на 1м :

Постійне навантаження на $q^n = 3,674 * 1,5 * 0,95 = 5,24 \text{ кН/м}$;

повна $q + v = 7,674 * 1,5 * 0,95 = 10,94 \text{ кН/м}$;

у тому числі постійне та тривале (тривалодіюче)

$v = 4,0 * 1,5 * 0,95 = 5,7 \text{ кН/м}$;

Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень [12]:

1. Від розрахункового навантаження:

$$M^p = \frac{(q + v) * l_0^2}{8} = \frac{12,76 * 6,0^2}{8} = 57,42 \text{ кН * м}$$

$$Q^p = \frac{(q+v)*l_0}{2} = \frac{12,76*6,0}{2} = 38,28 \text{ кН}$$

2) Від нормативного повного:

$$M^n = \frac{(q + v) * l_0^2}{8} = \frac{10,94 * 6,0^2}{8} = 49,23 \text{ кН * м} \quad (2.6)$$

$$Q^p = \frac{(q + v) * l_0}{2} = \frac{10,94 * 6,0}{2} = 32,82 \text{ кН} \quad (2.7)$$

3) Від тривалодіючого:

$$M^l = \frac{(q + v) * l_0^2}{8} = \frac{5,7 * 6,0^2}{8} = 25,65 \text{ кН * м} \quad (2.8)$$

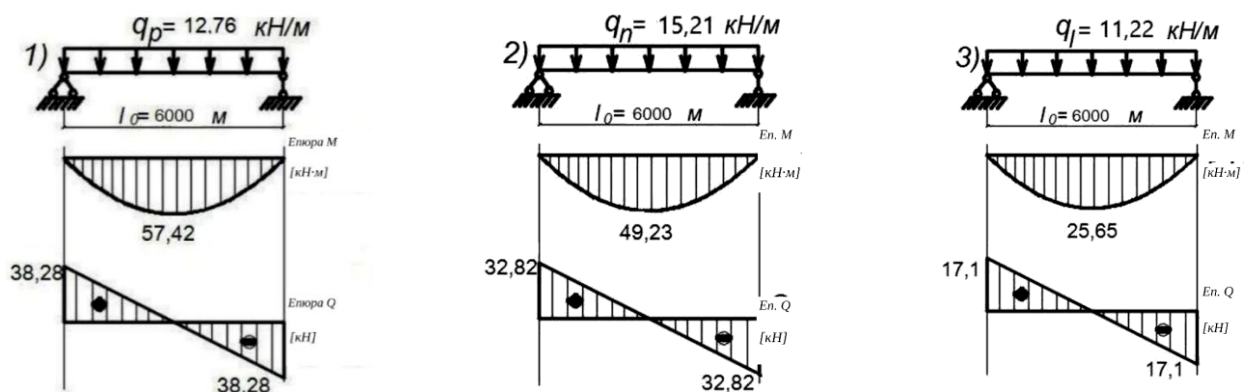


Рисунок 2.7 - Епюри виникаючих зусиль

$$Q^l = \frac{(q + v) * l_0}{2} = \frac{5,7 * 6,0}{2} = 17,1 \text{ кН} \quad (2.9)$$

2.2 Розрахунок міцності плити по перетину, перпендикулярному до поздовжньої осі

Розрахунок міцності плити по перетину, перпендикулярному до поздовжньої осі (див. рисунок 2.8).

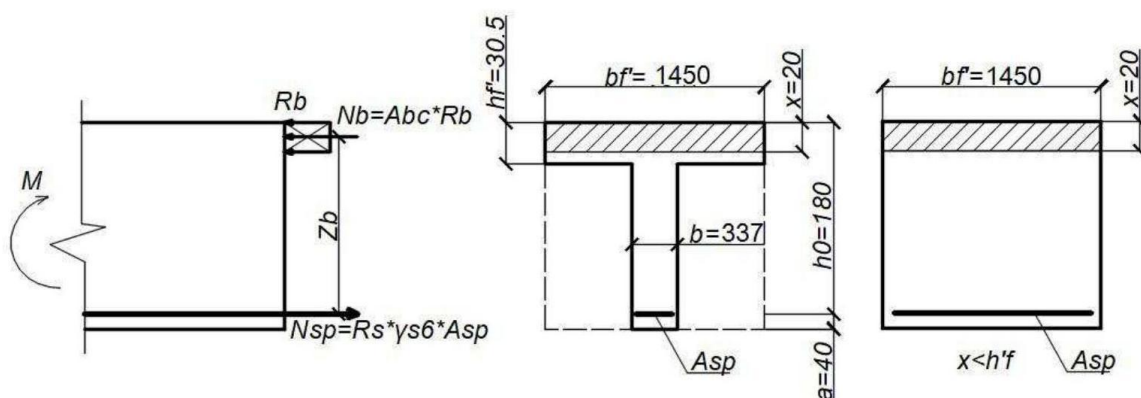


Рисунок 2.8 - Схема внутрішніх зусиль попередньо напруженої плити

Оскільки бетон розтягнутої зони при підборі арматури не бере участі (з огляду на те, що порожнини), у цьому випадку полицями розтягнутої зони нехтуємо і переходимо до таврового перерізу (рисунок 2.8). Переріз тавровий з полицею в стиснутій зоні знаходимо за [12]:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_{b*b'f*h_0^2*\gamma_{b2}}} \quad (2.10)$$

де $b'_f = 1,86$ м — ширина полиці;

$h_0^2 = 0,18$ м - робоча висота перерізу;

$\gamma_{b2} = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи бетону [5])

За [12] знаходимо: $\eta=0,94$;

$\xi=0,12$; $\xi=x/h_0 \Rightarrow x=\xi*h_0=0,12*0,18=0,02=20$ мм – висота стиснутої зони.

$R_b = 27,5$ МПа - розрахунковий опір бетону на осьове стиснення (призменна міцність);

$$\alpha_m = \frac{57,42 * 10^3}{27,5 * 10^6 * 1,56 * 0,18^2 * 0,9} = 0,063;$$

Оскільки $x=20$ мм

$h'_f = 30,5$ мм нейтральна вісь проходить у межах стиснутої полиці

Характеристика стиснутої зони визначається за:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b \quad (2.11)$$

Де $\alpha = 0,85$ - коефіцієнт, згідно [12] приймаємо для важкого бетону.

Характеристика деформативних властивостей визначається за формулою $\omega=0,85-0,008*27,5=0,63$;

Гранична висота стиснутої зони [12]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} * \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,63}{1 + \frac{525}{500} * \left(1 - \frac{0,694}{1,1}\right)} = 0,43 \quad (2.12)$$

Де $\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$ [12];

$$1250 + 400 - 1125 - 101,47 = 525 \text{ Мпа}$$

$\sigma_{sc,u} = 500$ Ма_ граничне напруження в арматурі стиснутої зони при $\gamma_{b2} = 0,9 < 1(3,12 [12])$, за [12].

Коефіцієнт умов роботи, що враховує опір арматури, яка напружується вище умовної межі плинності, визначаємо за [12]:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) * \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1\right) \quad (2.13)$$

де $\eta = 1,15$ - для арматури класу Вр-I

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) * \left(\frac{2 * 0,05}{0,43} - 1\right) = 1,265$$

Оскільки $\gamma_{s6} = 1,265 > \eta = 1,15$, то приймаємо $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

Обчислюємо площу перерізу розтягнутої арматури [12]:

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} * R_s * \eta * h_0} \quad (2.14)$$

$$A_{sp} = \frac{57,42}{1,2 * 695 * 0,975 * 0,18} = 6,41 \text{ см}^2$$

Згідно з [24] приймаємо 12Ø 6 шт. А-VI площею $A_{sp} = 6,79 \text{ см}^2$

Схема армування плити поздовжньою робочою арматурою представлена на рисунку 2.11.

Під час транспортування та монтажу, щоб уникнути появи тріщин у стиснутій зоні, конструктивно встановлюємо дві сітки відповідно до епюри згинальних моментів.

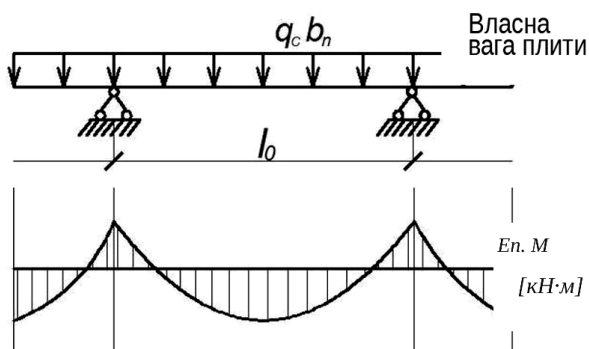


Рисунок 2.9 - Епюра згинальних моментів від власної ваги плити

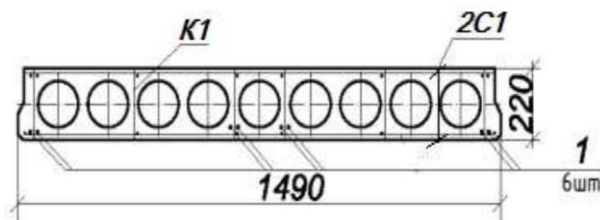


Рисунок 2.10 - Схема армування плити з поздовжньою робочою арматурою

Сітка С-1

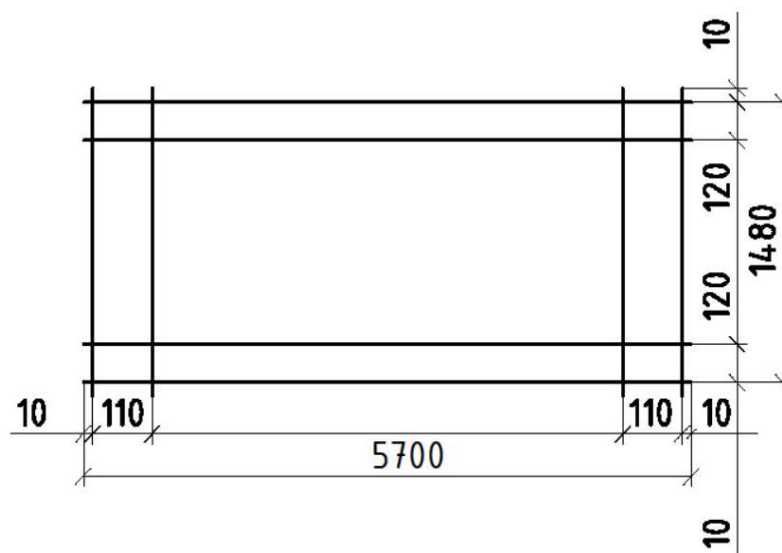


Рисунок 2.11 - Сітка С - 1

Розрахунок по похилих перерізах

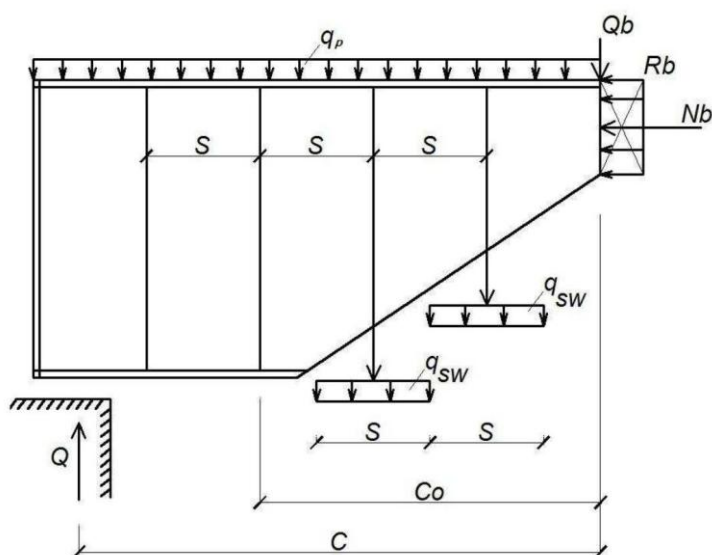


Рисунок 2.12 - Зусилля в поперечних стрижнях, що приймаються при розрахунку по похилих перерізах

У порожнистій плиті поперечне зусилля Q сприймають на себе каркаси, згідно з конструктивними вимогами каркаси встановлюють через $2,5d$

Поперечне зусилля від повного розрахункового навантаження до H .

У крайніх прольотах арматура встановлюється з кроком $s = \frac{h}{2} \leq 150$ мм;

$$s = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм} \leq 150 \text{ мм} [12];$$

У середній частині прольоту арматура встановлюється з кроком $s = \frac{3}{4}h$;

$$s = \frac{3}{4}220 = 160 \text{ мм [12];}$$

Зусилля попереднього стиснення бетону приймають рівним рівнодіючій зусиль у напружуваній та ненапружуваній арматурі за [5]:

$$P = \sigma_{sp} * A_{sp} + \sigma'_{sp} * A'_{sp} - \sigma_s * A_s - \sigma'_s * A'_s \quad (2.15)$$

де $\sigma_{sp}' * A_{sp}' = 0$, оскільки арматура, що піддається напруженню, у стиснутій зоні не встановлюється;

$\sigma_{sp}, \sigma_{sp}'$ - напруження в арматурі, що не піддається напруженню, відповідно, усадкою та повзучістю;

σ_s - визначається за втратами від швидконабігаючої повзучості для бетону природного твердіння.

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 > \alpha = 0,8$$

$$\sigma_s = \sigma_6 = 40L + 85\beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R} - \alpha \right) \quad (2.16)$$

$$\sigma_s = 40 * 0,8 + 85 * 1,1(0,85 - 0,8) = 36,7 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 \quad (2.17)$$

$$\sigma'_s = 37,6 + 60 + 121,1 = 217,8 \text{ МПа}$$

де - втрати від швидкотекучої текучості, від усадки бетону, від повзучості бетону відповідно; МПа [5];

$$\sigma_9 = 300\alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) = 300 - 0,85(0,85 - 0,375) = 121,1 \text{ МПа}$$

$$A_{sp} = 3,02 \text{ см}^2, A_s = A'_s = 4,71 \text{ см}^2$$

Значення попереднього напруження σ_{sp} вводяться в розрахунок з коефіцієнтом точності напруження арматури $\gamma_{sp}, \gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$. При електротермічному способі натягування γ_{sp} :

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 * \frac{P}{\sigma_{sp}} * \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) \geq 0,1 \quad (2.18)$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,1;$$

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$$

$$\sigma_{sp} = 1125 \text{ МПа}, 0,9 * \sigma_{sp} = 1013 \text{ МПа}$$

$$P = 1125 * 3,02 - 36,7 * 4,71 - 217,8 * 4,71 = 219,8 \text{ кН};$$

Коефіцієнт

$$\varphi_n = 0,1 * \frac{P}{R_{bt} * b * h_0} = 0,1 * \frac{219,8}{1,55 * 0,27 * 0,18} = 0,3 < 0,5 \Rightarrow$$

$$\varphi_n = 0,3.78$$

$$\varphi_f = 0,75 * \frac{(b'_f - b) * h'_f}{b * h_0} \quad 77$$

$$\text{де } b'_f \leq b + 3h'_f = 0,270 + 3 * 0,305 = 1,185 \text{ м}$$

$$\varphi_f = 0,75 * \frac{(b'_f - b) * h'_f}{b * h_0} = 0,75 * \frac{(1,185 - 0,27) * 0,305}{0,27 * 0,18} = 4,3 > 0,5$$

$$\varphi_f = 0,5$$

$$1 + 0,5 + 0,3 = 1,8 > 1,5,$$

$$\varphi_{b2} = 2$$

$$\rho_{b2} * (1 + \varphi_f + \varphi_n) * R_{bt} * b * h_0^2$$

$$B = 2 * 1,5 * 1,55 * 0,27 * 0,18^2 = 40,67 \text{ кНм}$$

$$Q_{B^B} = Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{55,23}{2} = 27,62 \text{ кН [12].}$$

Проекція найбільш небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь елемента:

$$C = \frac{B}{0,5Q} = \frac{40,67}{0,5 * 55,23} = 1,47 [12]$$

$$\text{Перевіряємо умову } C \leq 2h_0 \quad C = 1,47 > 2 * 0,18 = 0,36 \text{ м} \Rightarrow C = 3,6 \text{ м},$$

$$Q_B = \frac{B}{C} = \frac{40.67}{0.36} = 112.9$$

Оскільки умова $Q_B > Q_{\max}$ задовольняється, то поперечна арматура за розрахунком не потрібна і її ми встановлюємо конструктивно. Приймаємо $\phi 3$ Вр-I з кроком $\frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110$ мм.

За результатами розрахунків міцності плити по перетину, нормальному до поздовжньої осі, а також розрахунку по похилих перетинах можна зробити висновок, що необхідна площа від розрахункового навантаження реконструйованої будівлі $A_{sp} = 6,41 \text{ см}^2, \leq A_{sp} = 6,79 \text{ см}^2$. Таким чином, типова плита 60.15 – 6AVI за своєю несучою здатністю належить до першої групи граничних станів і може бути використана в перекритті заданих прольотів.

2.3 Розрахунок багатопорожнистої плити за граничними станами другої групи

Геометричні характеристики наведеного перерізу

Круглий контур порожнин замінюють еквівалентним квадратним зі стороною $h=0,9 \quad d=0,9 \cdot 159=143,1$ мм.

Товщина полиць еквівалентного значення

$$hf=hf=(220-143.1)/2=38,45 \text{ см}$$

Ширина ребра: $B = bf - n \cdot h = 1450 - 10 \cdot 143.1 = 458$ мм, де n - кількість порожнин

$$\text{Ширина порожнини } bf-B/2=1450-429/2=496 \text{ мм.}$$

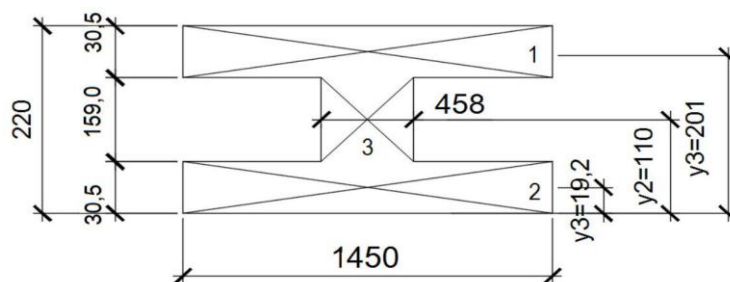


Рисунок 2.13 - Приведений поперечний переріз плити

Площа наведеного перерізу:

$$A_{\text{red}} = \Sigma A_i = 3 = 2 * 3.845 * 186 + 14.31 * 42.9 = 2044.24 \text{ см}^2 ,$$

(нехтують з огляду на малість величини $\alpha * A_s$).

Статичний момент перерізу відносно осі, що проходить по нижній грані перерізу: $S_{\text{red}} = \Sigma A_i y_i$ [5]

$$S_{\text{red}} = 3.845 * 186 * 20.1 + 3.845 * 186 * 1.92 + 14.31 * 42.9 * 11 = 22501 \text{ см}^2$$

Відстань від центру ваги до нижньої грані:

$$y_0 = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 22501 / 2044.24 = 11.01 \text{ см.}$$

Момент інерції перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу: $I_{\text{red}} = \Sigma [I_i + A_i (y_0 - y_i)^2]$

$$I_{\text{red}} = (186 * 3.845^3 / 12 + 186 * 3.845 (11.01 - 1.92)^2) + (186 * 3.845^3 / 12 + 186 * 3.845 (11.01 - 20.1)^2) + (42.9 * 14.31^3 / 12) = 130424.45 \text{ см}^4$$

Момент опору перерізу по нижній і верхній зоні:

$$W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / y_0 = 130424.45 / 11.01 = 11846 \text{ см}^3;$$

$$W'_{\text{red}} = 130424.45 / (22 - 11.01) = 11868 \text{ см}^3;$$

Відстань від верхньої та нижньої межі ядра перерізу до центру ваги зведеного перерізу за [5]:

$$r = \frac{0.8 W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 0.7 * \left(\frac{11846}{2044.24} \right) = 4.63 \text{ см}$$

$$r' = 0.8 W'_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 0.7 * (11868 / 2044.24) = 4.64 \text{ см}$$

Пружно-пластичний момент опору перерізу по розтягнутій зоні згідно з [5])

$$W_{\text{pl}}^H = \gamma * W_{\text{red}}^H; W_{\text{pl}}^B = \gamma * W_{\text{red}}^B; \text{де } \gamma = 1.5 \text{ для двотаврового перерізу.}$$

$$W_{\text{pl}}^H = 1.5 * 11846 = 17769 \text{ см}^3$$

$$W'_{\text{pl}}^B = 1.5 * 11868 = 17802 \text{ см}^3$$

Пружно-пластичний момент опору по зоні розтягу в статичний момент опору по зоні розтягу на стадії виготовлення та стиснення $W'_{\text{pl}} = 17802 \text{ см}^3$.

Втрати попереднього напруження арматури

Розрахунок втрат виконується за [12].

Коефіцієнт точності напруги арматури приймаємо $\gamma_{\text{cp}} = 1$

Зусилля стиснення за [5]:

$$P_1 = Asp(\sigma_{sp} - \sigma_1) \quad (2.19)$$

$$P_1 = 9,05 \cdot (442,5 - 13,3) = 3884,3 \text{ кН}$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центру ваги перерізу:

$$e_{op} = \gamma_{sp} = y_0 - a_p \quad (2.20)$$

$$e_{op} = 11,01 - 3 = 8,01 \text{ см}$$

Напруження в бетоні при стисканні за [5]:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot l_{op} \cdot \gamma_{sp}}{I_{red}} = \frac{3884,3}{2044,24} + \frac{3884,3 \cdot 8,01^2}{130424,45} = 7,2 \text{ МПа}$$

Втрати від швидконабігаючої повзучості, при $\nu_r \nu_p$ МПа ([5])

З урахуванням втрат $\sigma_1 + \sigma_6$:

$$P_2 = Asp(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) \quad (2.21)$$

$$P_2 = 9,05 \cdot (442,5 - 20,95) = 381,5 \text{ кН}$$

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 20,95 + 68,93 = 89,88 \text{ МПа, - приймаємо } 100 \text{ МПа}$$

Зусилля стиснення з урахуванням повних втрат (2.26[5]):

$$P_2 = Asp(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 9,05 \cdot (442,5 - 100) = 309,9 \text{ кН.}$$

2.4 Розрахунок утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Даний розрахунок проводиться для з'ясування необхідності перевірки щодо розкриття тріщин. При цьому для елементів, до тріщиностійкості яких висуваються вимоги 3-ї категорії, приймаються значення коефіцієнтів надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ [5].

Розрахунок проводиться з умови [5]. M_{crc} — момент, що сприймається перерізом, нормальний до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин і визначається за [5]: $M_{crc} = R_{bt,ser} * W_{pl} + M_{rp}$,

$$R_{bt,ser} - 1,95 \text{ МПа}$$

де M_{crc} — момент зусилля P відносно тієї ж осі, що й для визначення M .

Визначимо момент утворення тріщин у зоні розтягу, що піддається дії зусилля попереднього стиснення (при цьому $\gamma_{sp} = 0,87$);

$$M_{rp} = 0,87 * 309900 * (8,1 + 4,64) = 73,34 \text{ кНм}$$

$$M_{crc} = 1,95 * 17769(100) + 7334000 = 40,87 \text{ кНм} > M = 46,52 \text{ кНм}$$

Висновок: тріщини в зоні розтягування утворюються. Потрібен розрахунок щодо розкриття тріщин.

Перевіримо, чи утворюються тріщини у верхній зоні плити при її стисканні (коефіцієнт точності натягу $\gamma_{sp} = 1,13$, момент від ваги плити не враховується)

$$\text{Розрахункова умова: } P_1 (E_{op} - r) \leq R_{btp} * W_{pl},$$

Де P_1 - зусилля стиснення; E_{op} - ексцентриситет зусилля стиснення; W_{pl} - пружно-пластичний момент у стиснутій зоні; $R_{btp} - 2$ для бетону В 35 - опір бетону розтягуванню.

$$\gamma_{sp} * P_1 (E_{op} - r_{inf}) = 1.13 * 388,4(8.01 - 4.64) = 27,90 \text{ кНм}.$$

$R_{btp} * W_{pl} = 2 * 17802 = 24,92 \text{ кНм}$. $24,92 \text{ кНм} < 27,90 \text{ кНм}$. Оскільки умова виконується, початкові тріщини у верхній зоні не утворюються.

Розрахунок розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Гранична ширина розкриття тріщин 3 категорії в закритому приміщенні з арматурою А VI: нетривала $a_{сгс} = 0,1 \text{ мм}$, тривала $a_{сгс} = 0,2 \text{ мм}$, відповідно [5].

Згинальні моменти від нормативних навантажень: постійного та тривалого - $M = 35,8 \text{ кН м}$; повного - $M = 40,52 \text{ кН м}$.

Приріст напружень у розтягнутій арматурі від дії постійного та тривалого навантажень: $\sigma_s = [M - P(z_1 - e_{sp})] / W_s$ [5].

$$\sigma_s = (3580000 - 309900 * 10,4) / 105,9(100) = 6,1 \text{ МПа}$$

$$l = 18 - 0,5(30,5/2) = 10,4 \text{ см} \text{ — плече внутрішньої пари;}$$

$e_{sp} = 0$ зусилля стиснення P , прикладене в центрі ваги площі нижньої напруженої арматури;

$W_s = A_{sp}Z_1 = 10.18 * 10.4 = 105.9 \text{ см}^3$ - момент опору перерізу по розтягнутій арматурі.

Приріст напружень в арматурі від дії повного навантаження:

$$\sigma_s = (4052000 - 309900 * 10.4) / 105.9 = 233 \text{ МПа.}$$

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою [5]: $\mu = A_s / b h_0 = 9.05 / 27 * 18 = 0.0209$;

$$a_{crc1} = 1.2 * 1 * 1 \frac{233}{20000} * 20(3.5 - 100 * 0.0209) \sqrt[3]{10} = 0.05 \text{ мм};$$

Обчислюємо розкриття тріщин від постійного та тривалого навантаження:

$$a'_{crc1} = 1.2 * 1 * 1 \frac{61}{200000} * 20(3.5 - 100 * 0.0209) \sqrt[3]{10} = 0.014 \text{ мм}$$

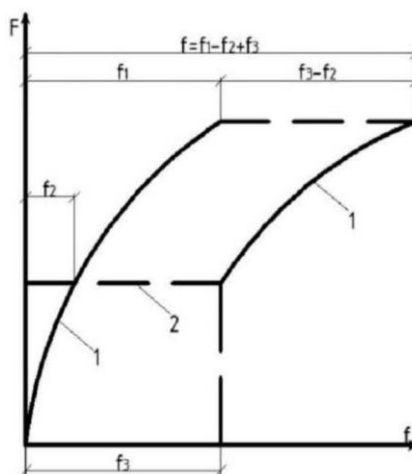
ширину розкриття тріщин від постійного та тривалого навантаження:

$$a_{crc2} = 1.2 * 1 * 1.29 \frac{61}{200000} * 20(3.5 - 100 * 0.0209) \sqrt[3]{10} = 0.017 \text{ мм}$$

Нетривала ширина розкриття тріщин: $c - a'_{crc} + a_{crc2} = 0.052 - 0.014 + 0.017 = 0.055 \text{ мм} < [0.3] \text{ мм}$

Тривала ширина розкриття тріщин: $a_{crc} = a_{crc2} = 0.017 \text{ мм} < [0.3] \text{ мм}$

Розрахунок прогину плити



1 - короткочасний прогин; 2 - тривалий прогин.

Рисунок 2.14 - Прогин залізобетонного елемента під дією короткочасних і тривалих навантажень

Замінюючий момент дорівнює згинальному моменту від постійних і тривалих навантажень $M = 35,8$ кНм.

Сумарна поздовжня сила зусилля попереднього стиснення з урахуванням усіх втрат і при $\gamma = 1$, $N_{\text{tot}} = P_2 = 309,9$ кН

Обчислюємо параметри, необхідні для визначення прогину плити з урахуванням тріщин у зоні розтягу:

$$\text{Ексцентриситет } E_{\text{tot}} = M/N_{\text{tot}} = 35,8/309,9 = 9 \text{ см}$$

$\phi_l = 0,8$ - при тривалій дії навантажень за [5]:

$$\phi_M = R_{bt,ser} * W_{pl}^H / M - M_{gr} \quad 1,9 * 17769 * 100 / (4052000 - 7334000) = 1,85 > 1,0.$$

Приймаємо $\phi_m = 1$.

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформації розтягнутої арматури на ділянці між тріщинами, за формулою (7.74 [5]) $\psi_s = 1,25 - 0,8 = 0,45 < 1$.

Обчислимо прив'язку осі при згині [12]:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 * Z_1} * \left[\frac{\psi_s}{E_s * A_s} + \frac{\psi_b}{\lambda_b * E_b * A_b} \right] - \frac{N_{\text{tot}}}{h_0} * \frac{\psi_s}{E_s * A_s}; \quad (2.22)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{6241000}{18 * 11,01(100)} * \left(\frac{0,45}{200000 * 2,360} + \frac{0,9}{0,15 * 36000 * 814} \right) - \frac{661700}{20} * \frac{0,45}{200000 * 2,360(100)} = 3,62 * 10^{-5}$$

де $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,15$ — при тривалій дії навантажень;

$A_b = 220 * 3,7 = 814 \text{ см}^2$ — при $A'_s = 0$ та припущенні, що $\xi = h'_f/h_0$.

Прогин обчислюємо за формулою:

$$f = (5/48) 588^2 * 3,62 * 10^{-5} = 1,252 \text{ см}$$

$$f \leq [f]_1$$

Відповідно, граничний допустимий прогин для типової плити 60.15-6AVI. $2,48 \text{ см} > 1,252 \text{ см}$, умова виконана.

Висновок:

У ході порівняння отриманих розрахунків плити та наявних розрахунків типової плити «марка панелі 60.15-6AVI » можна зробити висновок, що дана плита повністю відповідає заданим розмірам і навантаженням нової за призначенням будівлі. Може використовуватися в міжповерховому перекритті будівлі.

2.5 Розрахунок центрально навантаженої колони

Попередньо задаємо переріз колони м.

Приймаємо, що навантаження з вантажної площі діє на середню колону центрально.

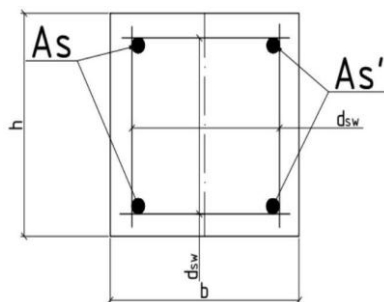


Рисунок 2.15 - Попередній переріз колони

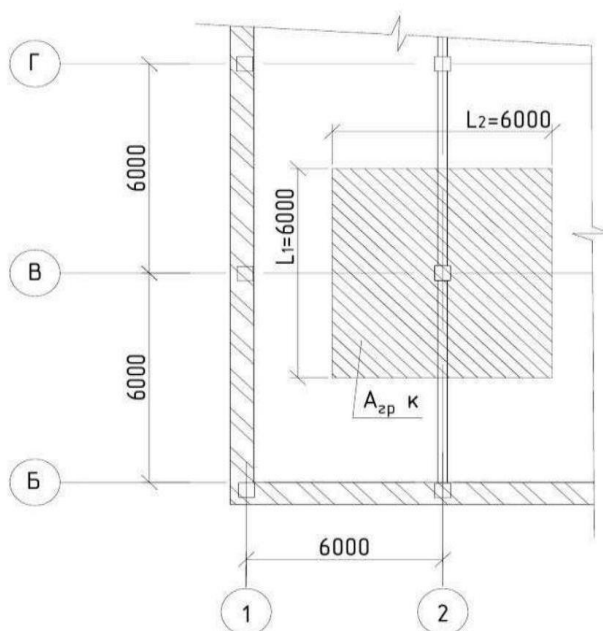


Рисунок 2.16- Вантажна площа центрально стиснутої колони

Збір навантажень на колону першого поверху наведено в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Збір навантажень на колону першого поверху

Навантаження	Нормативне навантаження	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження
Постійна:			
Від покриття: від кроквяної системи покрівлі $\rho=600\text{кг/м}^3$	265	1,1	292
від цементно-вирівнювального шару: $\delta = 20 \text{ мм}, \rho=2000\text{кг/м}^3$	400	1,3	520
від утеплювача — мінераловатні мати: $\delta = 130 \text{ мм}, \rho = 125 \text{ кг/м}^3$	162,5	1,2	195
від пароізоляції:	0,38	1,2	0,46
від порожнистої плити перекриття	3000	1,1	3300
від ригелів	3628	1,1	3991
Разом:	6605		7363
Тимчасова:	4000	1,2	4800
снігова	1000	1,4	1400
Разом від покриття	7212		8213
Від перекриття: від керамічної плитки: $\delta = 13 \text{ мм}, \rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	234	1,2	281
від цементно-піщаного розчину: $\delta = 20\text{мм}, \rho = 2200 \text{ кг/м}^3$	440	1,3	572
власна вага порожнистої плити:	3000	1,1	3300
від ригелів	3628	1,1	3991
Разом:	6452		$g = 7185$
Тимчасова:	4000	1,2	4800
Разом від перекриття:	9452		10785

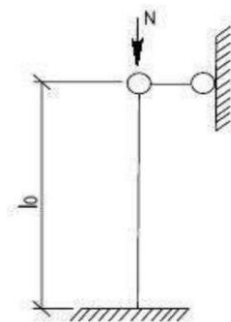


Рисунок 2.17 - Розрахункова схема колони

Підрахунок розрахункового навантаження на колону першого поверху. Навантаження від покриття та перекриття обчислюємо шляхом множення їх значень за таблицею 2.2 на їх вантажну площу $6,0 \cdot 6,0 = 36 \text{ м}^2$, з якої навантаження передається на 1 колону: $N = (q + p) \cdot A_{\text{гр}}$.

Визначення поздовжніх зусиль від розрахункових навантажень
Визначення власної ваги ригеля: [4]

$$N_p = A_{\text{пер}} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot n_{\text{пов}}, \quad (2.23)$$

де $A_{\text{пер}}$ - переріз ригеля;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням [4];

ρ - щільність матеріалу [4];

γ_n - коефіцієнт надійності по будівлі;

$$N_p = 0,136 \cdot 6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 3 = 63,95 \text{ кН}$$

Визначення постійного навантаження, що діє на колону:

$$N_{\text{пост}} = (\gamma_n \cdot q_{\text{пост } p} + \gamma_n \cdot q_{\text{пер } p} \cdot (n - 1)) \cdot A_{2p} + N_k + N_p \quad (2.24)$$

де γ_n - коефіцієнт надійності по будівлі;

$q_{\text{пок}}$ - навантаження від покриття;

$q_{\text{пер}}$ - навантаження від перекриття;

A_k - вантажна площа колони;

N_k - власна вага колони;

N_p - власна вага ригеля;

$$N_{\text{пост}} = (1,1 \cdot 8,21 \cdot 1,1 \cdot 10,79 \cdot 2) \cdot 21,6 + 44,52 + 63,95 = 816,28 \text{ кН}$$

Визначення тимчасового навантаження, що діє на колону:

$$N_{ep} = q_{ep} \cdot A_{2p} \cdot \gamma_n \cdot (n_{\text{зм}} - 1), \quad (2.25)$$

$$N_{ep} = 4,8 \cdot 36 \cdot 1,1 \cdot 2 = 171,07 \text{ кН}$$

Визначення снігового навантаження:

$$N_{сн} = q_{сн} \cdot A_{2p} \cdot \gamma_n, \quad (2.26)$$

де $q_{сн}$ - снігове навантаження;

$$N_{сн} = 1,4 \cdot 36 \cdot 1,1 = 20,2 \text{ кН}$$

Визначення тривалого навантаження:

$$N_l = 0,55 \cdot N_{\epsilon p} + N_{сн} + 0,55 + 171,07 + 20,2 = 114,29 \text{ кН}$$

Визначення повного поздовжнього зусилля від розрахункових навантажень:

$$N = N_{\text{пост}} + N_{\text{тим}} + N_{\text{трив}} + N_{сн}, \quad (2.27)$$

де $N_{\text{пост}}$ - постійне навантаження;

$N_{\text{тим}}$ - тимчасове навантаження;

$N_{\text{трив}}$ - тривале навантаження;

$N_{сн}$ - снігове навантаження;

$$N = 816,28 + 171,07 + 114,29 + 20,2 = 1121,84 \text{ кН}$$

2.6 Підбір перерізу колони та арматурия

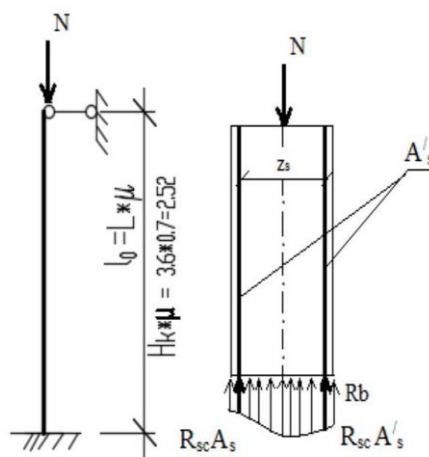


Рисунок 2.18 - Розрахункова схема центрально-стиснутої колони

Розраховуємо колону першого поверху.

Деякі елементи прямокутного перерізу, а саме з симетричним армуванням стрижнями зі сталі класу А-III при $l_0 \leq 20 h = 400 < 20 \cdot 40 = 800 \text{ см}$ та

ексцентриситеті $l_0 = b/30 = 40/30 = 1,33$ см, $l_0 = l/600 = 400/600 = 0,7$ см у практиці допускається розраховувати за несучою здатністю (граничне стан першої групи) як центрально-стиснуті елементи, виходячи з умови мінімального армування за [5]):

$$N \leq \eta \varphi [R_b * A + R_{sc} (A_s + A'_s)] \quad (2.28)$$

Тут N — поздовжнє стискаюче зусилля, обчислене при розрахункових навантаженнях;

$A = h b$ — площа перерізу елемента; h і b — висота і ширина перерізу; η - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 1 при $vh > 200$ мм;

φ коефіцієнт, що враховує тривалість навантаження, гнучкість і характер армування елемента, що обчислюється за залежністю (4.3 [5]):

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} (A_s + A'_s) \setminus R_b A \quad (2.29)$$

Приймається не більше φ_r ; причому значення φ_b та φ_r визначаються за [2], у якій N_1 — поздовжня сила від дії постійних тривалих і короточасних навантажень; A_s або A'_s — половина площі перерізу всієї арматури в поперечному перерізі елемента, включаючи й проміжні стрижні, розташовані у граней, паралельних розглянутій площині.

$N_1 = 1124$ кН; переріз колони $b * a = 40 * 40$ см, $R_b = 11,5$ МПа, арматури з сталі АІІІ, $R_{sc} = 365$ Мпа.

Попередньо обчислюємо відношення $\frac{N_{ld}}{N_1} = 0,8$

Гнучкість колони $\lambda = l_0/b = 460/40 = 11,5 > 4 \Rightarrow$ необхідно враховувати прогин колони; методом інтерполяції знаходимо $\varphi_b = 0,91$, і коефіцієнт φ_r , припускаючи, що $A_{ms} < 1/3 (A_s + A'_s)$, $\varphi_r = 0,905$.

Задаємо відсоток армування $\mu = 1\%$ (коефіцієнт $\mu = 0,01$) і обчислюємо:

$$\alpha = \mu \times \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0.01 \times \frac{365}{14,5 \times 0.9} = 0,28 \text{ (§2[5])} \quad (2.30)$$

Коефіцієнт φ обчислюємо за формулою:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha \quad (2.31)$$

$$\varphi = 0,91 + 2(0,905 - 0,91) \cdot 0,46 = 0,903 < \varphi_r = 0,905$$

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\eta \times \varphi \times R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} \quad (2.32)$$

$$(A_s + A'_s) = \frac{1124,84 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,905 \cdot 365} (100) - 40 \cdot 40 \frac{0,16 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9}{365} = 24 \text{ см}^2$$

Приймаємо конструктивно за [5] 4Ø28 АІІ з $A_s = 24,63 \text{ см}^2$

$$\mu = \frac{50,24}{1600} \cdot 100\% = 3,1\% , \text{ що більше раніше прийнятого } \mu = 1\%$$

Фактична несуча здатність перерізу $400 \times 400 \text{ мм}$, [5]

$$N_{\text{пер}} = \eta \varphi [R_b \cdot A + R_{sc} (A_s + A'_s)]$$

$$\begin{aligned} N_{\text{пер}} &= 1 \cdot 0,905 [11,5 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 1600 + 365 \cdot (100 \cdot 49,26)] \\ &= 3146,24 \text{ кН} > N_1 1944,36 \text{ кН} \end{aligned}$$

$\Rightarrow$ несуча здатність перерізу достатня.

Колона армується просторовими каркасами, утвореними з плоских зварних каркасів. Діаметр поперечних стрижнів при d поздовжньої арматури D40 (згідно з [3]) дорівнює 10 АІІ з кроком $s = 400 \text{ мм}$ за розміром сторони перерізу колони $b = 400 \text{ мм}$, що менше $20 d = 800$.

Приймаємо 2Ø18АІІ, призначаємо крок поперечних стрижнів $S = 600$,
 $d_{sw} = 10 \text{ мм}$

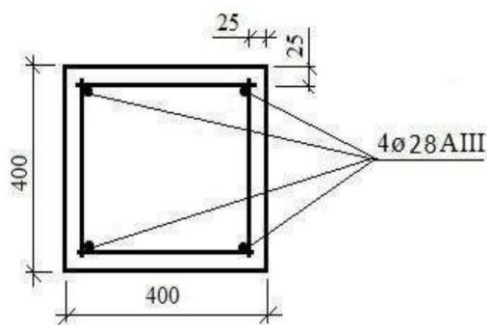


Рисунок 2.20 - Схема армування колони

2.7 Розрахунок консолі колони

Консоль колони проєктують відповідно до рекомендацій [5]. Розміри опорної консолі визначають залежно від опорного тиску ригеля $Q=149,9$ кН; При цьому вважається, що ригель спирається на розташовану біля вільного краю консолі площадку довжиною l . Приймають довжину опорної площадки $l = 20$ см при ширині ригеля $l_{bm} = 25$ см і перевіряють умову згідно з [5]):

$$L = \frac{Q}{0,9 * R_b * b_m} = \frac{149,9 * 10^3}{0,9 * 11,5 * 25(100)} = 145 \text{ мм} \quad (2.33)$$

$$\frac{Q}{l * b_p} = \frac{149,9 * 10^3}{0,2 * 0,25} = 5,54 \text{ МПа} < R_b * \gamma_b = 11,5 * 0,9 = 10,35 \text{ МПа} \quad (2.34)$$

Виліт консолі з урахуванням зазору $c = 50$ мм становить $l_K = l_{m.v.k} + 50 = 145 + 50 = 195$ мм, при цьому згідно з [5] відстань $a = 15$ см. Висоту перерізу консолі біля грані колони приймаємо рівною $h = 0,75 h_p = 0,75 * 600 = 450$ мм, приймаємо 450 мм.

При куті нахилу стиснутої грані $\gamma = 45^\circ$ висота консолі біля вільного краю $h_1 = h - l_1 = 450 - 200 * 1 \geq 250 \text{ мм} \geq \frac{1}{3} \times h$, при цьому $h_1 = 250 \approx \frac{h}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ см} < 0,9 h_0 = 0,9 * 42 = 37 \text{ см}$ консоль коротка.

Консоль армують горизонтальними хомутами $d = 8$ АІІ с $A_{sw} = 2 * 0.785 = 1,57 \text{ см}^2$, кроком $s = 10 \text{ см}$ (при цьому $s < 45/4 = 11.3 \text{ см}$ і $s < 15 \text{ см}$) та відгинами $2d_{16}$ А-ІІ с $A_s = 4.02 \text{ см}^2$.

Перевіряю міцність перерізу консолі за умовою (11.19[5]):

$$\mu\omega_1 = \frac{A_{s\omega}}{bs} = \frac{0.392}{40} * 10 = 0.001;$$

$$\frac{E_s}{E_b} = \alpha_s = \frac{210000}{24000} = 8.8$$

$$\varphi\omega_2 = 1 + 5\alpha\mu_1 = 1 + 5 * 8.8 * 0.001 = 1.04$$

$$\sin^2 \theta = \frac{h^2}{h^2 + l_1^2} = \frac{45^2}{45^2 + 25^2} = 0.76$$

$$\text{при цьому } 0,8\varphi 2R_b l_1 \sin^2 \theta = 0.8 * 0.9 * 1.04 * 8.5 * 40 * 20 * 0.76 * (100) = 387 * 10^3 \text{ Н}$$

$$\text{Права частина умови [5]: приймається не більше } 3,5 R_{bt} b h_0 = 3.5 * 0.9 * 0.75 * 40 * 42 = 397 * 10^3 \text{ Н}$$

Отже, $Q = 149,9 * 10^3 < 397 * 10^3 \text{ Н}$ — міцність забезпечена.

Згинальний момент консолі біля межі колони [5]

$$M = Q\alpha = 149,9 * 0.15 = 22 \text{ Н} * \text{м}.$$

Площа перерізу поздовжньої арматури за [5] при $\alpha = 0,9$:

$$A_s = \frac{1.25M}{R_{sch} h_0} = 1.25 * 220 * \frac{10^4}{365} * 0.9 * 42 * (100) = 1.9 \text{ см}^2$$

Приймаємо $2d_{12}$ АІІ з $A_s = 2.26 \text{ см}^2$

$$L_1 = 20 d_i = 20 * 12 = 240 \text{ мм}.$$

$$\text{Умова } d_i = 12 \text{ мм} \leq \frac{1}{15} * 280 = 18,67 \text{ мм, дотримується.}$$

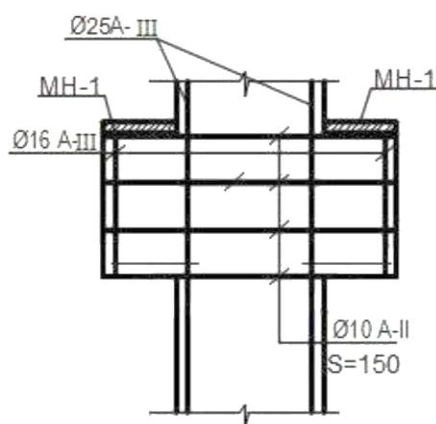


Рисунок 2.21 - Армування консолі колони

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов

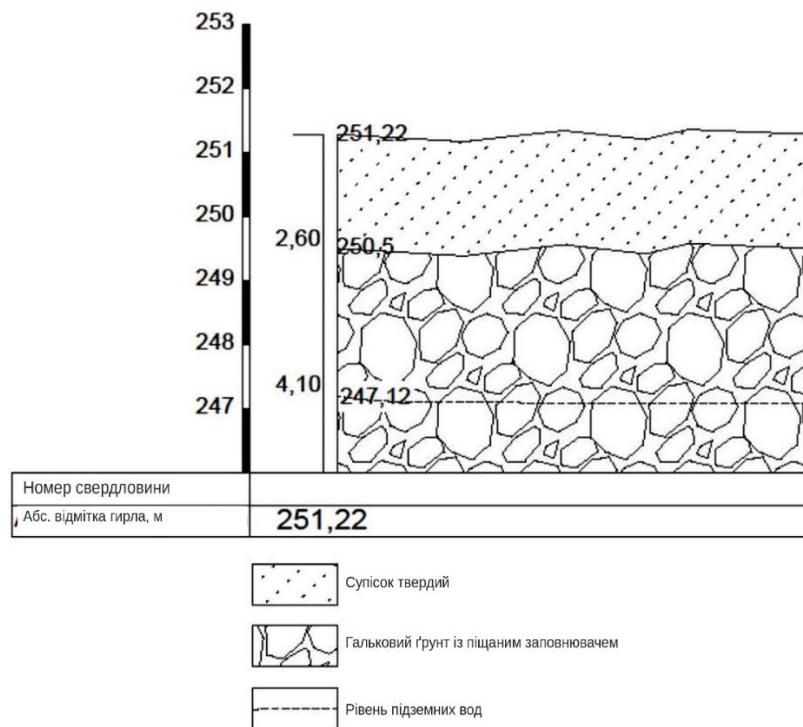


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз

У геоморфологічному відношенні м. Полтава розташоване на надпойменній терасі однойменної річки.

Абсолютні відмітки поверхні в контурі проєктованих будівель змінюються від 250,95 до 251,22 м.

У геологічній будові майданчика на глибині 8,0 м присутні алювіальні галькові ґрунти з піщаним заповнювачем, перекриття на ділянці пробурених свердловин шаром супіску твердої консистенції, потужністю 1,10 – 1,55 м.

Підземні води в пробурених свердловинах у січні 2009 р. зустрічалися на глибині 3,90 – 4,10 м, що відповідає абсолютним відміткам 247,12–247,18 м. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів для м. Полтава становить 1,9.

У зоні сезонного промерзання ґрунти в природному заляганні практично непучисті.

ПЕ-1 — супісок;

ПЕ-2 - гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем;

Нормативні та розрахункові значення основних показників інженерно-геологічних елементів наведено в табл. 3.1

Таблиця 3.1 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ПЕ	Щільність ґрунту, т/м ³	Модуль загальної деформації	Кут внутрішнього тертя, град	Питоме зчеплення, МПа	Розрахунковий опір, МПа
ПЕ-1	1,6	3,4	27	0,015	0,2
ПЕ-2	2,1	50	45	0,000	0,6

Кожен із шарів може слугувати природним фундаментом.

3.2 Обґрунтування можливих варіантів фундаменту

Для даних інженерно-геологічних умов доцільно будувати фундаменти на природному ґрунті. Несучими ґрунтами фундаментів проєктованої будівлі є гальковий ґрунт.

Для прибудованої 2-поверхової каркасної будівлі з підвалом розробляється котлован, при цьому використання пальового фундаменту економічно неефективне. Пальовий фундамент раціональніше використовувати при будівництві на осідаючих ґрунтах, а також при ґрунтах з низькою несучою здатністю.

Ребриста плаваюча плита поєднує в собі два види залізобетонного фундаменту — стрічку та плиту. Але оскільки в даній будівлі передбачений цокольний поверх, застосування цього виду фундаменту неможливе.

Стрічкові фундаменти під ряд колон застосовують при значних навантаженнях, необхідності зменшення ймовірності нерівномірних осідань будівель і споруд. Даний вид фундаменту доцільно буде використовувати спільно з монолітним стовпчастим фундаментом на природному ґрунті.

Таким чином ми отримаємо основу для монолітних залізобетонних колон — використовуємо монолітний стовпчастий фундамент, а також основу для цегляної кладки — збірний стрічковий фундамент.

3.3 Розрахунок стовпчастого фундаменту на природному ґрунті

Визначення глибини закладення фундаменту. Вибираючи глибину закладення фундаменту, слід дотримуватися таких правил:

- глибина закладення повинна бути не менше 0,5 м;
- у несучий шар фундамент повинен заглиблюватися не менше 0,1 ... 0,2;
- за можливості закладати фундамент вище рівня ґрунтових вод.

Галечник з піщаним заповнювачем може служити надійною природною основою.

Основним критерієм вибору глибини закладення фундаменту є вже існуюча будівля, оскільки фундамент прибудовуваної будівлі повинен знаходитися на однаковій відмітці.

Нормативну d_{fn} і розрахункову d_f глибину сезонного промерзання ґрунту визначають відповідно до [3].

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для міста Полтава становить 1,1 м.

У зв'язку з заляганням галькового ґрунту вище відмітки рівня ґрунтових вод глибина закладення фундаментів не залежить від глибини сезонного промерзання ґрунту.

Згідно з геологічним розрізом (рисунок 3.2) глибина залягання ґрунтових вод становить 29.

Приймаємо глибину закладення рівною 2,8 м.

Навантаження та впливи на фундамент. Збір навантажень на обріз фундаменту під середню колону. Вантажна площа середньої колони. Сума навантажень на обріз фундаменту під колону наведена в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Сума навантажень на обріз фундаменту під середню колону

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням (γ_f)	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження			
Перекриття:			
- залізобетонна порожниста	3,0	1,1	3,3
- ригель перерізом 250 x 750 мм, $\rho = 24 \text{ кН/м}^3$	3,63	1,1	3,99
- цементно-піщана стяжка	0,4	1,3	0,52
Разом:	7,03		7,81
Покриття:			
- ригель перерізом 250 x 750 мм., $\rho = 24 \text{ кН/м}^3$	3,63	1,1	3,99
- залізобетонна порожниста плита $\delta = 220 \text{ мм.}$;	3,0	1,1	3,3
- теплоізоляція (мінплита)	0,19	1,2	0,232
$\delta = 300 \text{ мм.}$; $\rho = 2 \text{ кН/м}^3$	0,4		0,52
- цементно-піщана стяжка			
- залізобетонна балка (18 м)	8,4	1,1	9,24
Разом:	15,62		17,28
Від покриття: - від кровляної системи покрівлі $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$	0,265	1,1	0,292
Власна вага колони перерізом 40x40 см; $\rho = 24 \text{ кН/м}^3$	4,45	1,1	4,9
Рівномірно розподілене навантаження 4 кН/м^3	4,0	1,2	4,8
Навантаження від ваги снігового покриву	1,0	1,4	1,4
Разом тимчасового навантаження:	5,0		6,2
Разом:	27,65		31,29

Розрахуємо постійне навантаження, що діє на колону по осі 2:

$$N_{\text{пост}} = 1,02 - 1,04(\sum F_{\text{оп}}) = 1,02 * (q_{\text{покр.}} * \gamma_n + q_{\text{перекр.}} * \gamma_n * n_{\text{перекр.}} +$$

$$+q_{п.}) * A_{гр.} + A_K * H_{пов} * n * \gamma_n * \rho ;$$

де $q_{покр.}$ - постійне навантаження від покриття; $q_{перекр.}$ - постійне навантаження від перекриття; $q_{п.}$ - постійне навантаження від підлоги 1-го поверху; $\gamma_n = 0,95$ - коефіцієнт надійності за призначенням;

$$A_{вн} = 6,0 \times 6,0 = 36 \text{ м}^2 - \text{вантажна площа};$$

$$A_K = 0,16 \text{ м}^2 - \text{площа перерізу колони};$$

$$\rho = 25 \text{ кг/м}^3 - \text{щільність металу};$$

$$H_{пов} = 6,9 \text{ м} - \text{висота поверху};$$

$$n = 1 - \text{кількість поверхів};$$

$$n_{перекр} = 1 - \text{кількість перекриттів.}$$

$$N_{пост} = 1,02 * (22,47 * 0,95 + 7,81 * 0,95 * 1) * 36 + 0,16 * 6,9 * 1 * 0,95 * 25 = 1060 \text{ кН}$$

Визначимо тимчасове навантаження, що діє на колону:

$$N_{тим} = (1,4 * \cos 15 * 0,95 + 4,8 * 0,95 * 1) * 1,2 * 0,95 * 36 * 1 = 254,45 \text{ кН}$$

Повне навантаження на фундамент:

$$N_{повн2} = N_{пост} + N_{вр} = 883,38 + 254,45 = 1314,45$$

Визначення розмірів підшви фундаменту під середню колону $N_{повн} = 1314,45 \text{ кН}$

З огляду на відносно малі значення ексцентриситету фундамент колони розраховуємо як центрально навантажений.

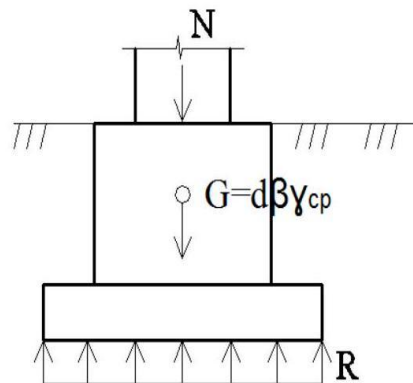


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема фундаменту з центральним навантаженням

Ґрунт несучого шару - галечник з піщаним заповнювачем.

Бетон класу В15; $R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа; $R_{btn} = 1,15$ МПа [16];

$\gamma_{b2} = 1,0$ [16]; $E_B = 23 \cdot 10^3$ МПа.

Арматура класу А-II; $R_s = 280$ МПа [16]; $E_s = 21 \cdot 10^4$ МПа [16].

Висоту фундаменту попередньо приймають рівною $H=90$ см (кратну 30 см), глибину закладення фундаменту $H_1=105$ см.

Площу підшви фундаменту визначають попередньо без поправок на R_0 її ширину та закладення за [15].

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma H_1} \quad (3.1)$$

де, $\gamma = 22$ кН/м³ - вага одиниці об'єму бетону фундаменту та ґрунту на його обрізах;

$R_0 = 0,6$ МПа — умовний розрахунковий опір ґрунту, табл.6[1] .

$$A_{\phi.птр} = 1314,45 \cdot 10^3 / (0,6 \cdot 10^6 - (1,05 \cdot 22) \cdot 10^3) = 2,6 \text{ м}^2$$

Розмір сторони квадратної п'яти, $a = \sqrt{2,6} = 1,6$ м. Приймаємо $a = 1,6$ м .

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи під фундаментною плитою (ф.7[16]):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (3.2)$$

Питома вага ґрунту несучого шару:

$$\gamma_{II} = 10 \cdot 2100 = \frac{0,021 \text{ МН}}{\text{м}^3}$$

Питома вага ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту: $\gamma_{II}^1 = 10 \cdot 1610 = 0,0161$ МН/м

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1} [3,66 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,021 + 15,64 \cdot 0,9 \cdot 0,0161] = 588,2 \text{ кН}$$

При визначенні тиску на ґрунт під основою фундаменту враховують вагу фундаменту та вагу ґрунту, що знаходиться на обрізах фундаменту.

$$N_{\phi} = (2,07 * 1,5 + 1,35 * 1,0) * 19,8 + 1,75 * 2,3 * 0,5 * 25 + 1,15 * 1,7 * 25 + 1,1 * 0,55 * 0,5 * 25 = 82,99 + 50,31 + 24,44 + 7,56 = 165,30 \text{ кН}$$

Визначимо середній тиск під подошвою фундаменту [16].

$$p = \frac{N_{\text{Повн}}^{\text{Кол}} + N_{\phi}^{\text{Кол}}}{A_{\phi}} \quad (3.3)$$

$$p = \frac{1314,45 + 165,30}{1,6 * 1,6} = 571,26 \text{ кН}$$

Вимога будівельних норм $p_{\text{сер}} \leq R$ виконується, оскільки $571,26 \text{ кН} < 0,588,2 \text{ кН}$. Розміри подошви фундаменту підібрано правильно.

Розрахунок на продавлювання виконуємо за умовою: Робоча висота фундаменту з умови продавлювання за

$$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + 0,5 \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} \quad (3.4)$$

$$h_0 = -0,25(0,4 + 0,4) + 0,5 \sqrt{1690,4 * 10^3 / (0,66 * 10^6 + 521,73 * 10^3)} = 0,498$$

Повну висоту фундаменту встановлюють з умов: продавлювання $-H = 50 + 4 = 54 \text{ см}$.

Заглиблення колони у фундаменті $-H = 1,05 * h_{\text{col}} + 25 \text{ см} = 1,05 * 40 + 25 = 85 \text{ см}$; анкерування стиснутої арматури колони $\emptyset 32 \text{ А-III}$ у бетоні колони класу В20 $-H = 24d + 25 \text{ см} = 24 * 3,2 + 25 = 83 \text{ см}$.

Приймаємо остаточно без перерахунку двоступеневий фундамент висотою $H = 90 \text{ см}$, $h_0 = H - a = 90 - 4 = 86 \text{ см}$. Товщина дна стакана $20 + 5 = 25 \text{ см}$.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Заходи з охорони праці та техніки безпеки

Повинен бути організований постійний контроль працівниками справності обладнання, пристосувань, інструменту, перевірка наявності та цілісності огорож, захисного заземлення та інших засобів захисту до початку робіт і в процесі роботи на робочих місцях згідно з інструкціями з охорони праці;

При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вжити заходів для їх усунення власними силами, а в разі неможливості цього припинити роботи та поінформувати посадову особу.

У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходів щодо усунення небезпеки, а за необхідності забезпечити евакуацію людей у безпечне місце.

Відповідно до законодавства на роботах зі шкідливими та (або) небезпечними умовами праці, а також на роботах, пов'язаних із забрудненням, роботодавець зобов'язаний безкоштовно забезпечити видачу сертифікованих засобів індивідуального захисту.

Проїзди, проходи на виробничих територіях, а також проходи до робочих місць і на робочих місцях повинні утримуватися в чистоті та порядку, очищатися від сміття та снігу, не захащуватися матеріалами та конструкціями, що складуються.

Місця проходу людей у межах небезпечних зон повинні мати захисні огорожі. Входи до будівель (споруд), що споруджуються, повинні бути захищені зверху козирком шириною не менше 2 м від стіни будівлі.

У місцях переходу через траншеї, ями, канави повинні бути встановлені перехідні містки шириною не менше 1 м, огорожені з обох боків поручнями висотою не менше 1,1 м, із суцільною обшивкою внизу на висоту 0,15 м та з додатковою огорожувальною планкою на висоті 0,5 м від настилу.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби повинні бути освітлені відповідно до вимог державних стандартів. Небезпечні зони, вхід до яких заборонено особам, не пов'язаним з даним видом робіт, огорожуються та позначаються.

Тимчасові адміністративно-господарські та побутові будівлі та споруди розміщені поза небезпечною зоною від роботи монтажного крана.

Туалети розміщені таким чином, що відстань від найвіддаленішого місця поза будівлею не перевищує 200 м. Питні установки розміщені на відстані, що не перевищує 75 м від робочих місць. Позначено місця для куріння та розміщено пожежні пости, обладнані інвентарем для пожежогасіння.

4.2 Умови безпеки роботи кранів

Експлуатація вантажопідійомних машин здійснюється з урахуванням вимог [18]. Відхилення вантажного поліспасти від площини підйому стріли при підйомі та переміщенні вантажу не повинно перевищувати значень, зазначених в інструкції заводу-виробника (за відсутності в інструкції цих значень слід керуватися зазначеними в ній або паспорті крана значеннями допустимого нахилу місця установки крана).

Необхідно стежити, щоб при вильотах стріли, близьких до найменшого значення, кут A між віссю стріли (маневрового гуска) і вертикаллю був більшим за кут B між зазначеною віссю і стріловим канатом, щоб уникнути закидання стріли в бік кабіни.

Якщо при встановленні крана на майданчику його стріла розташована в бік ухилу, то при вильотах стріли, близьких до найменшого значення, поворот поворотної платформи на 180° забороняється, щоб уникнути перекидання стріли.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Кваліфікаційна робота присвячена реконструкції громадської будівлі з її пристосуванням до функцій культурно-дозвілєвого та фізкультурно-оздоровчого центру в м. Полтава. У проєкті сформовано комплекс взаємопов'язаних архітектурно-планувальних, конструктивних, теплотехнічних, фундаментних і безпекових рішень, спрямованих на розширення функціональних можливостей існуючого об'єкта, підвищення його енергоефективності та забезпечення належних умов подальшої експлуатації.

У процесі проєктування проаналізовано містобудівні, природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови майданчика. Ділянка розміщена в межах житлового району садибної забудови, має транспортні та пішохідні зв'язки з прилеглою територією, а її рельєф забезпечує можливість організованого відведення поверхневих вод. Генеральним планом передбачено благоустрій, озеленення, тротуари, проїзди, майданчики перед головним фасадом, автомобільні стоянки на 20 машиномісць, з яких два призначено для транспорту маломобільних груп населення.

Функціональне наповнення реконструйованої будівлі сформовано відповідно до потреб культурно-дозвілєвого центру. У складі об'єкта передбачено універсальну глядацьку залу на 96 місць, естраду, вестибюль-фойє, гардероб, бібліотеку, вокально-музичну студію, приміщення для творчих і гурткових занять, хореографічний зал, спортивні приміщення, тренажерний зал, зал для настільного тенісу, адміністративні кабінети, санітарно-побутові та технічні приміщення. Таке зонування дозволяє розмежувати потоки відвідувачів, працівників, учасників заходів і технічного персоналу.

Об'ємно-планувальне рішення забезпечує раціональне використання цокольного, першого та другого поверхів. У цокольній частині зосереджено фізкультурно-оздоровчі, технічні й допоміжні приміщення; на першому поверсі розміщено основну видовищну, адміністративну та спортивну групи; на другому — бібліотечні, студійні й спортивні приміщення. Прийнята організація

внутрішнього простору створює умови для одночасного проведення культурних, освітніх, творчих і фізкультурно-оздоровчих заходів.

Конструктивну систему реконструйованої будівлі прийнято з неповним залізобетонним каркасом. Основними несучими елементами є збірні залізобетонні колони, ригелі та перекриття, а просторова жорсткість забезпечується жорсткою роботою вузлів з'єднання ригелів і колон. Зовнішні стіни передбачено з цегляної кладки завтовшки 380 мм із зовнішнім утепленням мінераловатними плитами та вентильованим фасадом. Покриття запроєктовано схилом, з металочерепицею по дерев'яній обрешітці та утепленням перекриття мінераловатними плитами.

У роботі виконано теплотехнічні розрахунки зовнішніх стін і покриття. За результатами розрахунків для фасадних конструкцій прийнято мінераловатний утеплювач завтовшки 120 мм, а для горищного перекриття — утеплювальний шар завтовшки 300 мм. Прийняті рішення спрямовані на зменшення тепловтрат, підвищення енергоефективності будівлі та забезпечення нормативних умов мікроклімату в приміщеннях.

Для внутрішнього оздоблення використано матеріали, підібрані відповідно до функціонального призначення приміщень. У спортивних, адміністративних, видовищних і гурткових зонах передбачено зносостійкі та придатні до регулярного очищення покриття. У коридорах, сходових клітках і вестибюлях застосовано керамічну плитку, у приміщеннях із постійним перебуванням людей — лінолеум та підвісні стелі, а для естради прийнято дерев'яний настил.

У розрахунково-конструктивному розділі перевірено багатопорожнисту попередньо напружену плиту перекриття марки ПК 60.15-6АVI. Виконано оцінку її роботи за першою групою граничних станів щодо міцності нормальних і похилих перерізів, а також за другою групою граничних станів щодо утворення та розкриття тріщин і деформативності. Розрахунки підтвердили можливість застосування прийнятої плити в умовах реконструйованої громадської будівлі.

Також проведено розрахунок центрально навантаженої залізобетонної колони, підібрано її поперечний переріз і армування, а також розглянуто роботу

консолі колони. Це дозволило обґрунтувати несучу здатність основних елементів каркасної системи та їхню придатність до сприйняття проєктних навантажень.

У розділі основ і фундаментів проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика. Несучим шаром прийнято гальковий ґрунт із піщаним заповнювачем. На підставі оцінки ґрунтових умов і навантажень від надземної частини будівлі запроєктовано стовпчастий фундамент на природній основі, що забезпечує передавання навантажень від колон на ґрунтову основу.

У проєкті передбачено протипожежні заходи, що охоплюють евакуаційні виходи, димовидалення з коридорів, природне освітлення сходових кліток, блискавкозахист, протипожежні перегородки та можливість під'їзду пожежно-рятувальної техніки до будівлі. Ці рішення спрямовані на своєчасну евакуацію людей, обмеження поширення пожежі та безпечну роботу рятувальних підрозділів.

Розділ охорони праці містить вимоги до безпечної організації будівельно-монтажних робіт, використання засобів індивідуального захисту, утримання робочих місць, безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів і виконання робіт у межах будівельного майданчика. Запропоновані заходи спрямовані на зменшення виробничих ризиків і запобігання травматизму.

Отже, поставленої мети досягнуто: розроблено генеральний план, сформовано функціональну структуру культурно-дозвілєвого центру, прийнято архітектурно-планувальні та конструктивні рішення, виконано теплотехнічні розрахунки, перевірено несучу здатність плити перекриття, колони та її консолі, запроєктовано стовпчастий фундамент і опрацьовано заходи з пожежної безпеки та охорони праці. Сукупність прийнятих рішень відповідає темі бакалаврської кваліфікаційної роботи.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Hud, M., Grytseliak, R., & Meshcheryakova, O. (2024). Stress-strain state of reinforced concrete stiffening diaphragm in the presence of cross-reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, 59, 697-701.
9. Ігнатєва, В. Б., & Шинкляр, Н. В. (2019, October). Аналіз способів посилення залізобетонних будівельних конструкцій. In *Scientific discoveries: projects, strategies and development*. European Scientific Platform..
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Ігнатєва, В. Б. (2019). Посилення несучих конструкцій фіброармованими системами та сталевими конструкціями. *Матеріали XXI наукової конференції Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя*, 102-104.
12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В.,

Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

13. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам'яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клесні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN

15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 64 с.

29. Мещерякова, О. М., & Ясній, В. П. (2022). Vim: ефективний інструмент для реконструкції будівель та споруд. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, 18, 61-70.

30. Ігнат'єва, В. Б., & Скакун, Д. В. (2018, November). Залежність фізико-механічних властивостей бетонних сумішей від виду модифікуючи добавок. In *Konferencja międzynarodowa "Naukowy i innowacyjny potencjał prezentacji"*.

31. Mykhailo, H., Ihnatieva, V., & Denys, B. (2024). Influence of mass distribution on natural vibrations of a reinforced concrete building frame..

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. – 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. – 50 с.