

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи

бакалавра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **Проект девяти поверхового житлового будинку**

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-41

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Слободян О.О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Каспрук В.Б.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Зав. кафедри Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

м. Тернопіль - 2026

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри

(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 Слободяну Олесю Олександровичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект дев'яти поверхового житлового будинку

Керівник роботи к.т.н, доц. Каспрук В.Б.
(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 08 червня 2026

3. Вихідні дані до роботи Проект десятиповерхового житлового будинку, фундаменти палеві, фундамент мілкого закладання, забезпечення енергоефективності з використанням пустотілої керамічної цегли, несучі стіни з керамічної пустотілої цегли, покрівля – у формі шатра під металочерепицею.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Дані про район і ділянку будівництва, генеральний план, архітектурно-планувальні рішення опорядження будинку, конструктивні рішення, оцінка інженерно-геологічних умов ділянки будівництва, визначення навантаження на фундамент, розрахунок і вибір фундаменту охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
Генплан. Геологічний розріз. Топографічна карта будівельного майданчика. Будгенплан
План першого поверху. Фасад. План типового поверху . План перекриття
План фундаменту. План зовнішніх стін. Схема влаштування риштувань.

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент _____
(підпис)

Слободян О.О.
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Каспрук В.Б.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
Розділ 1.Архітектурно будівельний розділ.....	8
1.1 Загальна характеристика ділянки.....	8
1.1.1 Розташування за координатами ділянки.....	6
1.1.2 Кліматичні умови дагої місцевості.....	9
1.1.3 Транспортні зв'язки.....	9
1.1.4 Інженарно-геологічні та гідрологічні умови ділянки.....	10
1.2 Генеральни й план.....	10
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення.....	10
1.2.2. Графічний додаток до плану з вертикальним плануванням.....	11
1.2.3 Визначення кількості місць для паркування.....	11
1.2.4 Розпланування, забудова та моделювання рельєфу навколо будинку...	11
1.2.5 Техніко-економічні показники по генплану.....	12
1.3 Будівельний генеральний план.....	13
1.4 Архітектурно – планувальне рішення.....	14
1.4.1 Прийняті рішення та обґрунтування.....	14
1.4.2 Забезпечення без бар'єрного доступу для маломобільних груп.....	15
1.4.3 Техніко економічний показник.....	16
1.5 Облаштування зовнішнього вигляду будинку.....	17
1.6 Використання енергетичних ресурсів	18
1.6.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності.....	18
1.7 Конструктивні рішення.....	19
1.8 Висновки до розділу 1.....	20
Розділ 2 Розрахунково-конструктивний розділ	
2.1 Розрахунок і проектування багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття.....	21

2.1.2 Розрахунок плити за гранично допустимими станами першої групи	
2.1.2.1 Встановлення внутрішніх зусиль.....	22
2.1.2.2 Розрахунок на міцність перерізу, перпендикулярного до поздовжньої осі плити.....	23
2.1.2.3 Розрахунок на міцність для перерізу, похилого до поздовжньої осі плити.....	26
2.1.3 Розрахунок плити за граничними станами другої групи.....	26
2.1.3.1 Геометричні характеристики зведеного перерізу.....	28
2.1.3.2 Втрати попереднього напруження арматури.....	29
2.1.3.3 Розрахунок щодо утворення тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі.....	31
2.1.3.4 Розрахунок прогину плити.....	32
2.2 Розрахунок ростверку.....	33
2.2.1 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною.....	35
2.2.2 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею.....	37
2.2.3 Розрахунок міцності похилих перерізів плити ростверку на поперечну силу.....	38
2.2.4 Розрахунок плити ростверку на вигин.....	39
2.2.5 Перевірка міцності похилих перерізів плити ростверку на згинальний момент.....	40
2.3 Розрахунок позацентрово стиснутої колони.....	40
2.3.1 Розрахунок міцності перерізів, перпендикулярних до поздовжньої осі колони.....	42
2.3.2 Розрахунок залізобетонної консолі колони.....	44
2.4 Розрахунок ригеля.....	47
2.4.1 Розрахунок міцності перерізів, перпендикулярних до поздовжньої осі ригеля.....	47
2.4.2 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі ригеля...	48
2.4.3 Визначення дії згинального моменту.....	49

2.4.4 Розрахунок похилих перерізів у підрізках.....	51
Висновки до розділу 2.....	56
Розділ 3 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	57
3.1 Загальні положення охорони праці.....	57
3.2 Охорона праці при виконанні робіт на висоті.....	58
3.3 Мікроклімат робочої зони.....	59
3.4 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	60
Висновки до розділу 3.....	61
Загальні висновки.....	62
Бібліографія.....	63

ВСТУП

Зародження та еволюція будівельних конструкцій, особливо залізобетонних, тісно пов'язані з рівнем матеріального життя суспільства, розвитком виробничих сил і відносин. Поява залізобетону припадає на другу половину XIX століття — час інтенсивного зростання промисловості, торгівлі та транспорту, коли виникла гостра потреба у спорудженні численних фабрик, заводів, мостів, портів та інших інфраструктурних об'єктів. Технічні передумови для виробництва залізобетону вже існували: цементна промисловість і чорна металургія були достатньо розвинені, щоб забезпечити його широке застосування.

У період становлення залізобетону (1885–1917 рр.) його використання було ще обмеженим і застосовувалося переважно в дев'яти економічно розвинених країнах — Англії, Франції, США та Німеччині. Матеріал знаходив практичне застосування у перекриттях промислових будівель, підземних комунікаціях, колодязях, стінах, резервуарах, мостах, шляхопроводах, естакадах, фортифікаційних та інших спорудах. Формування перших теоретичних засад розрахунку та принципів конструювання залізобетонних конструкцій стало можливим завдяки працям дослідників і інженерів — Консидера та Генебнка у Франції, Кеїєна й Мерша в Німеччині та інших. До кінця XIX століття вже було сформовано загальну теорію розрахунку залізобетону за допустимими напруженнями, що базувалася на методах опору пружних матеріалів

Залізобетонні конструкції, виготовлені зі збірних елементів та нових матеріалів, повинні відповідати не лише вимогам міцності, жорсткості й тріщиностійкості, а й забезпечувати належний рівень протипожежної безпеки. Під дією високих температур під час пожежі міцність залізобетону знижується, що може призвести навіть до його руйнування. Тому досягнення необхідної межі вогнестійкості є одним із ключових завдань у проектуванні таких конструкцій. Щорічні втрати від пожеж у розвинених країнах становлять близько 2% національного доходу [1], у зв'язку з чим там систематично виділяють значні кошти на дослідження вогнестійкості залізобетонних споруд.

На основі проведених розробок було виконано проект дев'яти поверхового будинку. Будівля відповідає сучасним нормам проектування споруд і забезпечує необхідні вимоги. Особливу увагу приділено теплоізоляції, що підвищує енергоефективність та комфорт.

РОЗДІЛІ

Архітектурно-будівельний розділ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Розташування за координатами ділянки

Чернігівщина простягається на широких просторах Придніпровської низовини, що визначає її природний характер і ландшафт. А південно-східні землі області вже переходять у спокійні обриси Полтавської рівнини, створюючи своєрідний місток між двома географічними краями.

Чернігівська область розташована на півночі України й має спільні кордони з трьома державами. На півночі вона межує з Брянською областю Російської Федерації (199 км державного кордону), на північному заході — з Гомельською областю Республіки Білорусь (227 км державного кордону). Усередині країни її сусідами є Київська область на заході та південному заході, Полтавська — на півдні й Сумська — на сході.

Ділянка в Черкаській області загалом придатна для житлової забудови: регіон має помірно-континентальний клімат, родючі ґрунти, розвинену інфраструктуру та доступ до комунікацій. Основні фактори — тип ґрунтів, рівень ґрунтових вод і наявність інженерних мереж — визначають вибір фундаменту та планування території. Клімат в даному регіоні помірно -континентальний, середня температура січня $-4...-6\text{ }^{\circ}\text{C}$, липня $+20...+22\text{ }^{\circ}\text{C}$. Ґрунти переважають чорноземи та суглинки, що мають добру несучу здатність для фундаментів. Рельєф рівнинний, з незначними перепадами висот, що спрощує вертикальне планування. Водні ресурси: область розташована в басейні Дніпра, локально можливе залягання ґрунтових вод на глибині 2–5 м. Фактори для забудови Ґрунти: суглинки та чорноземи потребують перевірки на вологість і щільність. У більшості випадків вони придатні для фундаментів мілкового закладення.

Залягання ґрунтових вод в середньому — 2–10 м залежно від району. Якщо рівень високий, може знадобитися дренаж або гідроізоляція. Інженерні мережі: у більшості населених пунктів доступні електропостачання, газифікація та центра-

лізоване водопостачання. Транспортний зв'язок розвинений мережа автошляхів, близькість до обласного центру забезпечує логістику матеріалів.

Ризики та рекомендації щодо будівництва на території Чернігівщини. Високий рівень ґрунтових вод у деяких районах може вимагати додаткових витрат на дренаж. Необхідність геологічних вишукувань: перед проєктуванням слід пробурити кілька свердловин для визначення складу ґрунтів. Захист від підтоплення у прибережних районах Дніпра та малих річок варто передбачити підняття рівня фундаменту.

З метою оцінки несучої здатності ґрунтів та обґрунтування вибору типу фундаменту на території будівельної ділянки проведено комплекс інженерно-геологічних вишукувань із застосуванням бурових та польових методів. Дослідження виконано за чотирма свердловинами глибиною до 20 м.

У результаті встановлено інженерно-геологічний розріз ґрунтового масиву: Шар I — насипний ґрунт потужністю 1,8–2,0 м, непридатний для використання як основа фундаментів; підлягає видаленню при вертикальному плануванні.

Шар II — суглинок потужністю 8,5–9,4 м.

Шар III — дрібнозернистий пісок потужністю 13,3–14,8 м.

Шар IV — пісок середньої крупності жовто-бурого кольору, потужність шару необмежена.

Ґрунтові води залягають на глибині 10,0 м від поверхні, це дозволяє орієнтуватись на дане місце для улаштування фундаментів мілкового заглиблення без необхідності інтенсивного водопониження. За хімічним вмістом вода не чинитиме негативної дії на бетонні та металеві конструкції. У межах ділянки відсутні просідні, набухаючі та заторфовані ґрунти.

Таким чином, територія є придатною для спорудження багатопверхового житлового будинку з використанням фундаментів як мілкового, так і глибокого закладення.

Розглядувана місцевість для забудови в основному, — низовина (що входить до поліської частини) і має хвилясто-яружний ландшафт в межах лісостепової облас-

ті. Вододільний хребет виступає у формі рівнини і в деяких місцях доходить висоти 220 м.

В низовинній частині біля річок та долин зустрічаються заболочені ділянки. На півночі області значну частину займає Новгород-Сіверське Полісся площею 5,5 тис.км². Основу його складає Придеснянське лесове плато з численними глибокими ярами, які врізані до корінних крейдяних порід. Є тут і карстові заглибини. На півдні області 7,3 тис.км² займають ландшафти понижених слабкохвилястих рівнин (Дніпровські тераси) з численними лощинами, балками і западинами (степові блюдця). Південний схід області являє собою незначно підняту, глибоко розчленовану річковими долинами, ярами та балками лесову рівнину (Полтавське плато). Лісами зайнято 21% загальної території області. Основні лісові масиви знаходяться на півночі області, на правобережжі Десни.

Клімат Чернігівської області має помірно-континентальний характер із теплим літом, м'якою зимою та достатнім рівнем зволоження. Середні багаторічні температури липня становлять +18,4–19,9 °С, а січня — від –6 °С до –8 °С. Абсолютні коливання сягають +38 °С та –34 °С. Тривалість безморозного періоду складає 155–170 днів, а стійкий сніговий покрив утримується протягом 95–105 днів.

Ґрунтовий покрив Чернігівської області відзначається різноманітністю та поділяється на три зональні частини: поліську, перехідну до лісостепової та власне лісостепову. У поліській зоні переважають малородючі дерново-підзолисті піщані й глинисто-піщані ґрунти. У Ріпкинському та Щорському районах поширені дерново-глейові та болотні ґрунти. У долинах Десни, Сейму й Дніпра зустрічаються лучні ґрунти. У північній частині Новгород-Сіверського району та поблизу Чернігова й Ріпок трапляються світло-сірі та опідзолені лісові ґрунти. У зимовий період глибина промерзання ґрунтів на території Чернігівської області становить 140–160 см.

1.1.2 Кліматичні умови даної місцевості

Клімат Чернігівщини — помірно континентальний, який характеризується ві

дносно м'якою зимою, теплим літом та достатньою кількістю опадів, що забезпечує комфортні умови для проживання та вирощування сільськогосподарської продукції.

Детальніше кліматичні показники регіону характеризуються такими параметрами:

- температурний режим: Середньорічна температура повітря становить від $+6^{\circ}\text{C}$ до $+8^{\circ}\text{C}$. У січні середня температура досягає -7°C , а в липні коливається в межах від $+19^{\circ}\text{C}$ до $+19.3^{\circ}\text{C}$.

Опади та вологість: Регіон є достатньо зволуженим. Середньорічна норма опадів становить від 550 мм до 660 мм, причому вони випадають відносно рівномірно протягом усього року. Зима м'яка, переважно малосніжна. Літо тепле, інколи спекотне, з помірною вологістю.

Середня температура січня становить $-6...-7^{\circ}\text{C}$, липня — $+19...+20^{\circ}\text{C}$, проте в окремі роки можливі значні відхилення. Абсолютний максимум ($+41,4^{\circ}\text{C}$) зафіксовано в вересні 2011 року, мінімум ($-40,2^{\circ}\text{C}$) — у січні 1986 року. Тривалість зимового періоду з температурою менше 0°C становить 104–119 днів, теплого — 246–261 день. Весняний перехід через 0°C відбувається наприкінці лютого — на початку березня, осінній — у другій половині листопада. Стійкий сніговий покрив формується наприкінці листопада — на початку грудня, середня його висота 8–16 см, максимальна — 44–60 см. Ґрунт промерзає до 140–150 см у холодні малосніжні зими. Річна кількість опадів становить 594–676 мм, найбільше випадає влітку, найменше — взимку. Переважають західні та південні вітри, середня швидкість — 3–4 м/с.

В даній місцевості є зони з надмірним зволоженням. В середньому за рік відносна вологість повітря становить 75–80 %, коливаючись від 51–71 % у липні–серпні до 80–95 % взимку. На протязі року фіксується від 20 до 44 днів з відносною вологістю 30 % і нижче. Особливості фізико-географічного положення та сезонні атмосферні процеси зумовлюють виникнення небезпечних явищ: узимку —

сильні вітри, хуртовини, ожеледь, тумани; влітку — інтенсивні опади, грози та град. У деяких випадках вони набувають стихійного характеру й спричиняють значні економічні збитки.

1.1.3 Транспортні зв'язки

Транспортна система Чернігівської області — це розгалужена мережа залізниць, автошляхів державного значення та річкових шляхів, яка забезпечує внутрішні перевезення між 5 районами області (Чернігівський, Ніжинський, Прилуцький, Корюківський, Новгород-Сіверський) та міжнародні сполучення (через транзитний коридор до країн Європи та Балтії)

Сполучення наскрізний рух поїздів з'єднує область із Києвом, Полтавщиною та західними регіонами України.

Таке розташування сприяє активному розвитку торговельних та економічних зв'язків з іншими областями регіону. Крізь населений пункт проходить залізнична колія, що забезпечує перевезення значних обсягів матеріальних ресурсів та зручне пересування мешканців у межах регіону.

1.1.4.Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

На території області простягається велика тектонічна структура — Дніпровсько-Донецька западина, що складається з окремих елементів у вигляді східчастих скидів та флексур. Кристалічний фундамент залягає на глибині 10–20 км, зменшуючи глибину в південному напрямку. Осадкові утворення представлені відкладами від нижнього карбону до четвертинного часу. Основну частину складають кам'яновугільні теригенні породи. Тріасові відклади — це континентальні глини різних кольорів із домішками піску. Юрські утворення включають морські глинисто-піщані опади (нижня та середня юра) та континентальні піски й глини (верхня юра). Верхня пачка юри містить гравеліти та морський вапняк. Відклади крейди представлені пісками та пісковиками теригенного й морського походження, які

переходять у мергельно-крейдяні породи сеноман-маастрихтського віку. Палеогенові та неогенові утворення складаються з пісків і буро-червоних суглинків, а четвертинні породи пов'язані з процесами рельєфоутворення. Лесові ґрунти та лесовидні суглинки приурочені до давніх річкових терас і вододільних ділянок. Вони розчленовані похованими ґрунтами на окремі горизонти, що сформувалися в різні геологічні періоди. Алювіальні відклади поширені в терасах та долинах приток, поряд із елювіальними та делювіальними утвореннями. Потужність четвертинних відкладів варіює від кількох метрів до понад 50 м. У межах області розвинені інженерно-геологічні процеси — зсуви, осипи та обвали.

Річкові долини області мають значну ширину, місцями — глибину, особливо там, де русла врізаються в кристалічні породи. У багатьох руслах поширені болота. На Поліській низовині локально трапляються височини, зокрема в районі річки Золотуха поблизу Ромен. Рельєф низовини представлений моренними, морено-зандровими, зандровими, алювіальними та лесовими формами, а також терасами річкових долин. Заплави річок складені алювіальними відкладами голоцену. Основні водоносні горизонти пов'язані з породами мезозойського та кайнозойського часу. Нижче Чернігова по течії Десни поширена заболоченість, а на східному закруті річки проявляються карстові процеси. Височини схильні до ерозії та утворення ярів, що підкреслює необхідність проведення комплексних геологічних досліджень території.

Четвертинні породи накопичувалися в результаті дії льодовиків, піддавалися тектонічним переміщенням, розмивалися водою. В основному ці опади утворилися в результаті руху льодовика, і його танення. Потужність досягає сорока – вісімдесяти метрів. Відкладення окського і дніпровського зледеніння не розчленовані. Вони зустрічаються повсюдно на глибині тридцять – п'ятдесят метрів, їх потужність сильно варіює – досягає до 50м. Товща складається з піщано-гравійного матеріалу, присутні також галька і валуни, прошаруй супіски, суглинка і глини. Переважає піщаний матеріал. Майже повсюдно зустрічаються відкладення дніпровської морени потужністю десять - двадцять метрів, вони тільки розмиті в місцях розвитку терас. Морена ділиться на два шари, які часто розділені прошарками

піску. Нижня частина представлена глинистим, субпісчаним і субглинистим матеріалом бурувато-жовтуватого-червонуватого кольору з прошарками піску з уламками гравію, валунів. Глинистий матеріал твердий або напівтвердий, тугопластичний. Верхня частина з більш піщаним матеріалом.

Геологічний розріз в районі Чернігова представлений п'ятнадцятиметровим шаром алювіальних верхньочетвертинних відкладень: темно-сірий супісок, дрібно-, середньозернисті піски, зверху лежать техногенні опади. Безнапірні ґрунтові води розкриваються на глибині 4-5 м, але в результаті сезонних коливань можуть піднятися на висоту 0,5 м. Територія потенційно схильна до підтоплень. Причиною служать і лесовидні суглинки (хороший водоупір) та витoki води з водопродів, і відсутність зливової каналізації.

У зв'язку зі складністю інженерно-геологічних умов перед проектуванням і будівництвом необхідно проводити інженерно-геологічні дослідження Чернігів.

Чернігівська область не належить до провідних регіонів України за рівнем видобутку корисних копалин, однак її надра характеризуються різноманітним складом. За даними державного балансу, тут обліковується 323 родовища (282 родовища та 41 об'єкт обліку) шести видів корисних копалин: паливних (газоподібних, рідких, твердих) та неметалічних (гірничо-хімічних, нерудних для металургії, будівельних). Нині розробляється 106 родовищ (72 родовища та 34 об'єкти), тоді як 176 залишаються нерозробленими.

У надрах Чернігівської області обліковано 20 родовищ нафти, з яких 18 введено в господарський обіг. Їхні балансові запаси становлять 12,7 млн т, що дорівнює 9,45 % загальних запасів України. Глибина залягання нафти варіює від 1700 до 4000 м. Найбільші родовища — Гнідинцівське, Талалаївське та Леляківське; третину видобутку забезпечує Талалаївське. Запаси кам'яного вугілля сягають близько 100 млн т, проте через глибину залягання (~1000 м) його видобуток не здійснюється. Виявлено також Дроздовичське родовище бурого вугілля, придатне до промислового використання. Чернігівщина посідає третє місце в Україні за запасами торфу — 66,146 млн т (12 % загальних запасів). Досліджено 86 родовищ, більшість з яких приурочені до річкових долин. Середня глибина торфових пок-

ладів — 1–2 м, місцями до 6–7 м. Частина родовищ законсервована, проте Сновське III активно експлуатується.

Поширені скляні та формувальні піски. Відомі родовища: Ріпкинське, Папірнянське, Грибово-Руднянське, Глібівське. Використовуються у виробництві скла та литті. Глини Чудівське родовище вогнетривких сірих глин (не розробляється). Невклянське, Голубівське, Грабівське, Тупичівське — строкаті глини для цегли та черепиці. Полуботське — для виробництва керамзиту.

1.2 Генеральний план

Таким чином, генеральний план — це не просто креслення, а інструмент управління будівництвом, який забезпечує ефективність, безпеку та відповідність стандартам.

Аналіз ділянки вивчення території для визначення умов будівництва. Необхідно провести топографічну зйомку, визначити рельєф та відмітки висот. Оцінити наявність існуючих споруд та зелених насаджень. встановити кількість нанесення об'єкта розташування будівлі на плані з урахуванням рельєфу. Визначити координати та прив'язку по горизонталях, позначити контури майбутньої споруди. При цьому врахувати прибудинкову територію комунікації та мережі.

Необхідність відображення інженерних систем на плані. Позначити теплові, газові, електричні та водопровідні мережі. Вказати точки підключення до міських систем. Врахувати охоронні зони. Організація інфраструктури. Планування доступу та використання території.

Розмістити дороги та під'їзди за зручністю та враховуючи особливості рельєфу. Визначити зони складування матеріалів, передбачити місця для тимчасових споруд, перевірити відповідності до нормативних документів

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Для спорудження багатоповерхового житлового будинку в місті розроблено генеральний план, який враховує транспортну доступність майданчика та особливості рельєфу. До ділянки підведена проїжджа частина, що забезпечує доставку будівельних матеріалів і техніки. Територія має невеликий ухил із різницею висот близько 0,42 м між осями горизонту. Перед початком робіт необхідно здійснити очищення майданчика та виконати підготовчі заходи. В Україні міські плани мають рекомендаційний характер і не є нормативно-правовими документами. Проектований об'єкт розміщено фасадом на північний схід. В даному регіоні коефіцієнт забудови становить 19,35 %, а коефіцієнт озеленення — 22,8 %.

1.2.2. Графічний додаток до плану з вертикальним плануванням

Ділянка під будівництво підрівнюється до значень уявної горизонтальної площини, а територія яка є навколо облаштовується відмосткою для організованого відведення атмосферних опадів від фундаменту. Дорожнє покриття виконується з асфальтобетону або бруківки залежно від функціонального призначення, у місцях паркування передбачені дренажні системи. Водовідвідні канали та дощоприймачі проектуються з ухилом 15 % у напрямку до зелених насаджень. Під'їзні дороги мають ширину 12–18 м, стоянка на прибудинковій території будівлі — 23 м при довжині 345 м. У зоні навколо житлового будинку виділяються ділянки для газонів і дерев, що знижує рівень пилу та шуму. Заходи безпеки включають наявність освітлення, бар'єри та систему відеоспостереження.

1.2.3 Визначення кількості місць для паркування

Забудова розташована на околиці міста. Згідно з довідковими даними прийнято відсоток 0,5 для всіх квартир. Житловий комплекс має дев'ять поверхів, у складі яких — 18 однокімнатних та 80 двокімнатні квартири, загалом 98. Мінімальна кількість паркувальних місць становить 45. З урахуванням маломобільних груп населення додається 10 % та ще 15 % додаткових місць. Розрахунок: $35 + (35$

$\times 0,10) + (35 \times 0,15) \approx 47$ місць. Для планування майданчика необхідно мінімум 47 місць, що відповідає площі 528,7 м² при стандартному розмірі машино-місця 2,5 × 4,5 м. Раціональне планування дозволяє організувати також тимчасове паркування.

1.2.4 Розпланування, забудови та моделювання рельєфу навколо будинку

Кількість мешканців у проектованому житловому будинку визначається з розрахунку 2,5 особи на одну квартиру. За наявності 86 квартир очікувана чисельність населення становить приблизно 215 осіб. Відповідно до **вимог** ДБН Б.2.2-12:2019 оптимальна площа прибудинкової території для семиповерхового будинку складає 13,8–15,5 м² на одну особу. Таким чином, необхідна площа для забезпечення потреб мешканців становить від 2988,5 до 3289,5 м², що наведено у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1- Розміри майданчика біля будинку

Назва	Геометрія ділянок	
	м ² на 1 особу	м ² на 1 квартиру
Ігрова площадка для дітей шкільного віку	0,9	1,9
Зона відпочинку дорослого населення	0,4	0,7
Спортивний майданчик	0,20	0,9
Місце збору твердих відходів	0,09	0,20
Місце виходу домашніх тварин	0,6	0,5

Приведемо порівняльну таблицю 1.2, яка зіставляє оптимальні та фактичні площі майданчиків для нашого дев'яти поверхового будинку.

Таблицю -1.2 Порівняльна таблиця площ майданчиків

Тип майданчика	Оптимальна пло-	Фактична	Відхилення
----------------	-----------------	----------	------------

	ща (м²)	площа (м²)	(м²)
Дитячий майданчик	430 (≈ 2 м²/особу)	450	+20
Спортивний майданчик	645 (≈ 3 м²/особу)	600	-45
Майданчик для відпочинку дорослих	215 (≈ 1 м²/особу)	220	+5
Господарський майданчик	108 ($\approx 0,5$ м²/особу)	110	+2
Автостоянка	450 (40 місць $\times$ 11,25 м²)	460	+10
Зелена зона	3225 (≈ 15 м²/особу)	3300	+75

Висновки:

Забудова займає 18,66 % території, що відповідає нормативам. Озеленення фактично становить лише 20,05 %, тоді як оптимально потрібно понад 3000 м² — це головне відхилення. Майданчики для дітей та відпочинку дорослих мають невеликий запас площі. Спортивний майданчик дещо менший за норму. Автостоянка відповідає розрахункам і навіть має невеликий резерв.

Таким чином, головна проблема — недостатня площа озеленення, яку варто компенсувати за рахунок оптимізації мощених ділянок або зон твердого покриття.

1.2.5 Техніко-економічні показники по генплану

Таблиця 1.2 — Оптимальні та фактичні площі елементів ділянки

Елемент території	Площа (м²)	Площа (га)	Відсоток від загальної площі
Загальна площа ділянки	3245,7	0,324	100 %
Озеленена зона	598,9	0,060	20,05 %
Мощені ділянки	$\sim 250^*$	$\sim 0,025$	(у складі 27,63 %)
Зони з твердим покриттям	645,7	0,065	(у складі 27,63 %)
Площа забудови	778,5	0,078	18,66 %

Розглянувши дану таблицю порівняння зробимо заключення що, Забудова займає 18,66 % території — відповідає нормативам. Озеленення становить 20,05

%, що є нижчим за рекомендовані показники для комфортного середовища. Мощені та тверді покриття разом займають понад чверть площі (27,63 %), що варто оптимізувати для збільшення зелених зон. Для детального ознайомлення з планом слід переглянути лист №1 генерального плану.

1.3 Будівельний генеральний план

Генеральний план у поєднанні з правильно підбраною технікою (КБ-405) стає інструментом управління будівництвом, що забезпечує: раціональне розташування складів та комунікацій, оптимізацію логістики матеріалів, безпечні та швидкі монтажні роботи, важливим рішенням стало використання баштового крана КБ-405.

Це обладнання має такі переваги як вантажопідйомність — достатня для підняття основних будівельних матеріалів (бетонні блоки, арматура, плити перекриття). Радіус дії — дозволяє охопити весь майданчик без потреби у додаткових кранах. Універсальність — придатний як для основних, так і для допоміжних робіт. Скорочення часу — значно зменшує тривалість операцій із транспортування та монтажу матеріалів.

1.4 Архітектурно – планувальне рішення

Основним документом у процесі будівництва є ретельно розроблений генеральний план. Він визначає розташування складських приміщень для матеріалів та інструментів, що сприяє оптимізації роботи будівельних бригад. У проєкті передбачено використання баштового крана марки КБ-405, який за своїми технічними параметрами та експлуатаційними характеристиками відповідає вимогам виконання основних і допоміжних робіт. Його застосування дозволяє скоротити тривалість операцій із підняттям та транспортуванням будівельних матеріалів, підвищуючи ефективність будівельного процесу..

1.4.1 Прийняті рішення та обґрунтування

В цьому проекті розглядається проста геометрична форма в плані. До її переліку належать підвальне приміщення, та всі дев'ять поверхів включаючи поверх для обслуговування ліфта. За нульовий рівень в нашому проекті рахується рівень стяжки на першому поверсі. За повної висоти будівлі від відмітки на рівні ґрунту до верхньої відмітки він складе 23,6 м. Відстань між поверхового прольоту складатиме 2,8 м, а висота між панельного простору становитиме 2,5м. В даному проекті приймається площа однокімнатної квартири 49,3 -53,6м² , а двох кімнатної 44,7 -60,3 м² .

1.4.2. Забезпечення без бар'єрного доступу для маломобільних груп

Забезпечення безбар'єрності в житловій будівлі передбачає створення безперешкодного та безпечного простору для всіх маломобільних груп населення: людей з інвалідністю, літніх людей та батьків із дитячими візками. Комплексна адаптація охоплює всі зони — від прибудинкової території до квартир, згідно з державними будівельними нормами (ДБН В.2.2-40:2018).

Основні шляхи забезпечення безбар'єрності поділяються на такі ключові етапи:

1. Прибудинкова територія та вхід до будівлі

Безперешкодний підхід: Облаштування рівних асфальтованих доріжок без різких перепадів висот. Ухил пішохідних шляхів не повинен перевищувати 5%. Паркування: Виділення спеціальних паркомісць для осіб з інвалідністю, розташованих на відстані не більше 50 метрів від входу. Місце має ширину від 3,5 м і бути позначене відповідною розміткою та дорожніми знаками.

Пандуси та підйомники: Облаштування входу пандусом із максимальним ухилом 8% (або 1:12) та шириною не менше 1,2 м. За неможливості встановлення стаціонарного пандуса — використання електричних підйомників.

Вхідні двері та тамбур: Заміна порогів (висота не більше 2 см). Встановлення розсувних автоматичних дверей або дверей із системою легкого відчинення та дотягувачами. Двері повинні мати ширину в чистому отворі не менше 0,9 м для вільного проїзду крісла колісного.

2. Внутрішні шляхи руху та ліфти

Ширина коридорів: Забезпечення ширини внутрішньобудинкових проходів не менше 1,5 м для зручного розвороту крісла колісного.

Ліфти та підйомники: Житлова будівля повинна бути обладнана ліфтом (або декількома), якщо висота підлоги першого поверху перевищує рівень землі. Розміри кабіни пасажирського ліфта для МГН повинні становити не менше ніж $1,1 \times 1,4$ м, а ширина дверей — не менше 0,9 м.

Сходи та сходові клітини: Марші сходів дублюються пандусами або підйомниками. Обов'язкове встановлення поручнів з обох боків на висоті 0,7–0,9 м. Крайні сходинки маршу виділяються яскравим контрастним кольором та тактильною плиткою.

1.4.3. Техніко економічний показник

1. Загальна площа будівництва — доля земельної ділянки, яку займає житловий будинок. Загальна площа складе 1856,5 м².

2. Над рівнем горизонту будівля має дев'ять поверхів, без врахування поверху технічного обслуговування, який розміщений над останнім житловим рівнем. Споруда в наявності має 9 поверхів.

3. Загальна кількість квартир:

Однокімнатних — 20, Двокімнатних — 70,

Всього — 90 квартир

4. Площа яку займають всі квартири в споруді, і їх величина складе 1975,5 м².

5. Площа будівлі в загальному складі — 2695,5 м².

6. Об'єм загальний який займає будівля: Над рівнем 0,000 — 8779,9 м³, та нижче нульової відмітки 0,000 — 1279,4 м³, Весь об'єм будівництва — 10059,3 м³

1.5 Облаштування зовнішнього вигляду будинку

Вигляд в плані житлового будинку у проекті закладено виконувати з цегли М125, вона скріплюється за допомогою піщано цементного розчину марки М100. Цей вид цегли має достатньо низький коефіцієнти теплопровідності що не вимагає його покриття додатковим шаром пінополістиролу.

Для облаштування перегородок використаємо наступний матеріал це буде пустотіла керамічна цегла марки М125 яка скріплюється піщано-цементний розчином марки М100. При цьому будуть виконуватись наступні конструктивні особливості що не будуть створювати додаткового навантаження на фундамент.

Для віконних конструкцій використаємо такі типи металопластикових вікон. Це їх характеристика буде такою подвійний склопакет для підвищеної теплоізоляції, що забезпечить функціональне призначення їх при зменшенні тепловтрат та підвищення енергоефективності будівлі.

Вхідні двері виготовляються з металу і мають клас протипожежності EI30. Такі двері будуть виконувати своє призначення забезпечення пожежної безпеки та захисту мешканців.

Покрівля будівлі проектується багатоскатною з використанням металочерепиці. Дана покрівля, що за своєю формою нагадує шатро, і має надійну стійкість до перевертання, так як така форма зазнає мінімального вітрового навантаження. Але для забезпечення цієї переваги геометричні розміри даху повинні бути максимально приближені до пропорції розмірів піраміди з раціональним кутом нахилу схилів. Головною з основних переваг шатрового даху буде універсальність при виборі матеріалу. При покритті даху можна використати металочерепицю, профільний настил, або бітумний шифер. Використання важких покрівельних матеріалів для даної кроквяної системи можливе при витримуванні значних навантажень.

Для забезпечення довготривалої експлуатації шатрового даху слід передбачити вентиляційні канали спеціальною витяжкою, яка дозволить збільшити термін служби, так і самого покрівельного матеріалу.

1.6 Використання енергетичних ресурсів

Будь-яка будівельна споруда повинна забезпечувати належний рівень комфорту та відповідати вимогам енергозбереження як у холодний, так і в теплий період року. На даний час в будівельній галузі застосовуються новітні матеріали, які дозволяють при цьому зменшити витрати енергоресурсів, покращити умови перебування у приміщеннях, знизити споживання електроенергії протягом року, забезпечити економію природних ресурсів, мінімізувати негативний вплив на навколишнє середовище.

1.6.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності

Технічна частина — матеріали та конструктивні рішення

Основний матеріал стін використовується пориста керамічна цегла, виготовлена з глини, яка є поширеним природним матеріалом і має високі теплоізоляційні властивості завдяки повітряним осередкам. Що забезпечує стабільний мікроклімат у приміщеннях та зменшує тепловтрати. Не потребує додаткового утеплення пінополістиролом.

Переваги конструкції стін, це зменшення товщини стін у 1,5–2 рази, при цьому зниження тиску на фундамент що не потребує додаткового утеплення і є суттєвою економією.

Покрівля виконана у вигляді шатрового даху, форма наближена до піраміди, вона має високу стійкість до вітрових навантажень, що забезпечить енергоефективність та процес утеплення що особливо актуально для зимового періоду.

Таким чином, у проєкті застосовано пористу керамічну цеглу як основний матеріал для стін та шатрову покрівлю для забезпечення енергоефективності й комфорту мешканців.

1.7 Конструктивні рішення

Вибір конструктивної системи полягає в основному рішенні для системи визначається як узгоджена взаємодія вертикальних і горизонтальних несучих елементів.

Вертикальні елементи: колони, стіни

Горизонтальні елементи: перекриття, покриття вони формують жорстку та стійку структуру при цьому робота горизонтальних елементів це перекриття та покриття сприймають навантаження та передають їх на вертикальні елементи. Сприймають вертикальні навантаження (вага конструкцій, людей, меблів). Сприймають горизонтальні навантаження (вітер, сейсмічні впливи)

Розподіляють навантаження рівномірно завдяки передачі навантажень на фундамент і відбувається за рахунок вертикальних елементів які передають навантаження через фундаменти на основу будівлі. Колони та стіни концентрують навантаження, фундаменти розподіляють його на ґрунт при цьому забезпечується стійкість та довговічність споруди.

Такий порядок у вигляді покрокової схеми чітко показує логіку роботи конструктивної системи: від взаємодії елементів до передачі навантажень на основу.

Конструктивна схема будівлі це тип конструктивної системи в якій будівля виконана за каркасною схемою, що передбачає узгоджену взаємодію вертикальних та горизонтальних несучих елементів.

Така система забезпечує міцність, жорсткість і просторову стійкість споруди їх горизонтальні конструкції, перекриття та покриття виконані у вигляді жорсткого нерухомого диска.

Вони сприймають вертикальні та горизонтальні навантаження, розподіляючи їх на вертикальні елементи. Найпоширеніші варіанти, монолітні залізобетонні перекриття, збірні залізобетонні конструкції, збірно-монолітні системи, сталезалізобетонні конструкції. Вертикальні конструкції, несуча система змонтована у формі монолітного залізобетонного каркасу. Каркас передає навантаження через фундамент на основу будівлі. Фундамент використано буронабивний пальовий фундамент який забезпечує стійкість споруди та може витримати любі навантаження.

Технологія будівництва це зведення монолітних залізобетонних конструкцій включає комплекс спеціалізованих технологічних процесів, виготовлення та монтаж опалубки, армування, бетонування, догляд за бетоном для досягнення проектної міцності.

Фундамент та гідроізоляція, глибина закладання, визначається відповідно до глибини промерзання ґрунту, розташування ділянки та її рельєфних особливостей. Такий підхід забезпечує стійкість та довговічність конструкції, гідроізоляція фундаменту і всіх елементів підземної частини фундаменту ізолюються проникаючою гідроізоляцією.

Використовується матеріал Гідрозіт BS українського виробника.

Характеристичні властивості матеріалу це глибоке проникнення у структуру бетону їх морозостійкість та водонепроникність до тиску 4 Бар.

Що забезпечує захист від ґрунтових вод та сезонних коливань температури.

1.8 Висновки до розділу 1

1. Проведено комплексне дослідження території майбутнього будівництва з урахуванням кліматичних особливостей, інженерно-геологічних та гідрологічних умов місцевості.

2. Розроблено генеральний план, який забезпечує раціональне використання будівельного майданчика з урахуванням функціонального зонування та специфіки території.

3.Архітектурно-планувальні рішення, виконано архітектурно-планувальні розробки з урахуванням потреб маломобільних груп населення, що відповідають сучасним вимогам доступності та комфорту.

4.Вибір матеріалів, проведено обґрунтований аналіз матеріалів для опорядження житлової споруди та визначено оптимальні будівельні матеріали, які відповідають чинним стандартам і нормам.

Це виглядає як завершальний блок техніко-економічних показників: він демонструє, що проєкт враховує умови ділянки, раціональне планування, доступність для населення та відповідність матеріалів стандартам.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок і проектування багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття

2.1.1 Дані розрахунку

Таблиця 2.1 – Визначення навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, Н/м ²
1	2	3	4
Плитка керамічна на цементно-піщаному розчині, $\delta=25$ мм.	500	1,3	650
Стяжка з цементно-піщаного розчину, $\delta=20$ мм.	$0,02 \cdot 1800 = 360$	1,3	468
Гідроізоляція: Стяжка з цементно-піщаного розчину, $\delta=40$ мм. Латексний вміст 9 шарів. Склотканина.	728	1,3	947
Легкий бетон, $\delta=70$ мм, $\gamma=1180$ кг/м ³ .	$1200 \cdot 0,07 = 840$	1,5	936
Залізобетонна плита перекриття з монолітичними швами, $\delta=210$ мм.	3350	1,0	3730
Стала вага перепонок	1000	1,2	1200
Разом:	6720	-	7851
Тимчасове навантаження, у тому числі:	2010	1,1	2211
Короткотермінове	1010	1,3	1313
Тривала дія	1010	1,1	1100
Повна:	8706	-	10231

Створене надлишкове навантаження на 1 п.м. плити при її ширині 1,5 м з врахуванням коефіцієнта міцності за типом споруди (II клас відповідальності) $\gamma_n = 0,95$:

- норма витрат $g = 7,841 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 11,17 \text{ кг/м}$;
- норма всіх витрат $(g + v) = 10,241 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 14,60 \text{ кг/м}$;
- вага всіх конструкцій $g_n = 6,708 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 9,56 \text{ кг/м}$;
- базовий тиск на будівлю $(g_n + v_n) = 8,708 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 12,41 \text{ кг/м}$;
- постійне та тривале навантаження:

$$(g_n + v_{\text{лон},n}) = (6,708 + 1) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10,98 \text{ кг/м}.$$

Дані матеріали для плити:

Бетон – важкий клас міцності на стиск В20. $R_{bn} = R_{b,ser} = 17,5 \text{ МПа}$, $R_{btn} = R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$; $R_b = 15,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,06 \text{ МПа}$; коефіцієнт за умов використання бетону $\gamma_{b2} = 0,8$. Плита підлягає термепластичній обробці при атмосферному тиску. Початковий модуль пружності $E_b = 28 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. До утворення тріщин у плиті висуваються вимоги 3-ї категорії. Методика виготовлення плити – агрегатно-поточкова. Натяг арматури, що піддається напруженню, відбувається електро-термічним методом.

Арматура:

- поздовжня напружувана класу А-IV. $R_{sn} = R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$, $R_s = 510 \text{ МПа}$, $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.
- поперечна ненапружувана класу Вр-I, $R_s = 410 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$, $E_s = 17 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

2.1.2 Розрахунок плити за гранично допустимими станами першої групи

2.1.2.1 Встановлення внутрішніх зусиль

$$\text{Розрахований проліт плити: } l_0 = 7180 - 2 \cdot 70 - \left(\frac{2}{3} \cdot 120\right) \cdot 2 = 6680 \text{ мм.}$$

Поперечний конструктивний переріз плити змінюється еквівалентним двотавровим перерізом. За схемою визначаємо такі характеристики плити:

$$h = 220 \text{ мм}; h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм};$$

$$h'_f = h_f = (220 - 159) \cdot 0,5 = 30,5 \text{ см};$$

$$b_f = 1490 \text{ мм}; b'_f = 1490 - 30 = 1460 \text{ мм}; b = 1490 - 159 \cdot 7 = 377 \text{ мм};$$

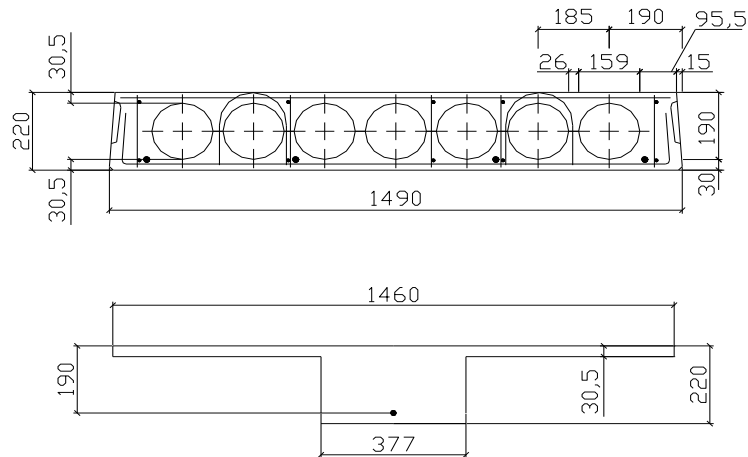


Рисунок 2.1 – Розрахунок плити перекриття за граничними станами першої групи

Плита рахується як однопролітна шарнірно-оперта балка, на яку діє рівномірно розподілене навантаження.

Дія сили від розрахункового повного навантаження:

- згинальний момент у середині прольоту

$$M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,6 \cdot 6,68^2}{8} = 81,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- поперечна сила на опорах $Q = \frac{(g + v) \cdot l_0}{2} = \frac{14,6 \cdot 6,68}{2} = 48,76 \text{ кН} ;$

Дія сили від нормативного навантаження:

- повне $M_n = \frac{(g_n + v_n) \cdot l_0^2}{8} = \frac{12,41 \cdot 6,68^2}{8} = 69,22 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$

- постійного та тривалого навантаження

$$M_n = \frac{(g_n + v_{lon,n}) \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,98 \cdot 6,68^2}{8} = 61,24 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

2.1.2.2 Розрахунок на міцність перерізу, перпендикулярного до поздовжньої осі плити

При розрахунку на міцність розрахунковий поперечний переріз плити приймається тавровим з полицею в стиснутій зоні (виступи полиць у розтягнутій зоні не враховуються). При розрахунку приймається вся ширина верхньої полиці

$$b'_f = 146 \text{ см, оскільки: } \frac{b'_f - b}{2} = \frac{146 - 37,7}{2} = 54,15 \text{ см} < \frac{1}{6} \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 668 = 111,33 \text{ см,}$$

де l – конструктивний розмір плити.

Положення межі стиснутої зони визначається за формулою:

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h'_f);$$

$$81,43 \cdot 10^5 \leq 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 146 \cdot 3,05 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,05) = 101,55 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

Отже, межа стиснутої зони проходить у полиці, і розрахунок плити проводимо як прямокутного перерізу з розмірами b'_f та h .

$$\text{Коефіцієнт } \alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2} = \frac{81,43 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 146 \cdot 19^2} = 0,118.$$

$$\text{При } \alpha_m = 0,118 \quad \xi = 0,125 \text{ та } \zeta = 0,937$$

$$\text{Гранична відносна висота стиснутої зони: } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \text{ де}$$

ω -характеристика стиснутої зони бетону, що визначається за формулою:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}$$

α - коефіцієнт, що приймається для важкого бетону $\alpha = 0,85$;

σ_{sr} - напруження, що приймається для арматури класу А-IV:

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp};$$

σ_{sp} - напруження, що приймається при коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$;

$\Delta\sigma_{sp}$ - втрати напруги, що дорівнюють нулю при неавтоматизованому електротермічному способі натягування;

$\sigma_{sc,u}$ - граничне напруження в арматурі стиснутої зони, що приймається для конструкцій із важкого бетону з урахуванням діючих навантажень $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,7456$$

Величина σ_{sp} повинна задовольняти умовам:

$$(\sigma_{sp} + p) \leq R_{s,ser} \quad (\sigma_{sp} - p) \geq 0,3R_{s,ser}$$

При електротермічному способі натягування $p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6,0} = 90 \text{ МПа}$,

де l – довжина стрижня, що натягується (відстань між зовнішніми гранями упорів), м.

При виконанні умови отримаємо $\sigma_{sp} = 590 - 90 = 500 \text{ МПа}$. Значення σ_{sp} вводить у розрахунок із коефіцієнтом точності натягу γ_{sp} , що визначається за формулою: $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$.

При електротермічному способі натягування величина $\Delta\gamma_{sp}$ обчислюється за формулою: $\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right)$, де n_p — кількість стрижнів арматури, що натягується, у перерізі елемента. Кількість стрижнів, що натягуються, попередньо приймаємо рівною кількості ребер плити, тобто $n_p = 8$. Тоді:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{90}{500} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{8}}\right) = 0,122$$

За сприятливого впливу попереднього напруження:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,122 = 0,878$$

Попереднє напруження з урахуванням точності натягу становитиме:

$$\sigma_{sp} = 0,878 \cdot 500 = 439 \text{ МПа};$$

За умови, що повні втрати становлять приблизно 30 % початкового попереднього напруження, останнє з урахуванням повних втрат дорівнюватиме:

$$\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 439 = 307,4 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{439}{510} - 1200 = 91,2 \text{ МПа};$$

σ_{sp} приймається при коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$. При електротермічному способі натягу, як уже зазначено вище, втрати дорівнюють нулю, отже: $\sigma_{sp} = 439 \text{ МПа}$;

$$\sigma_{sr} = 510 + 400 - 307,4 - 91,2 = 511,4 \text{ МПа};$$

$$\text{З урахуванням вищевикладеного: } \xi_R = \frac{0,7456}{1 + \frac{511,4}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,561;$$

Оскільки $\xi = 0,125 < \xi_R = 0,561$, то площа перерізу розтягнутої арматури визначається за формулою:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \xi \cdot h_0}, \text{ де}$$

γ_{s6} - коефіцієнт умов роботи арматури, що враховує опір арматури, яка піддається напруженню, вище за умовну межу плинності, що обчислюється за формулою:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta;$$

Для арматури класу А-IV $\eta = 1,2$. З огляду на це отримаємо:

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,125}{0,561} - 1\right) = 1,311 > \eta = 1,2. \text{ Тому приймаємо } \gamma_{s6} = 1,2$$

$$\text{Площа перерізу арматури: } A_s = \frac{81,43 \cdot 10^5}{1,2 \cdot 510 \cdot 10^2 \cdot 0,95255 \cdot 19} = 7,47 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø 16 А-IV з площею $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

При кількості стрижнів арматури, що піддається напруженню, $n_p = 4$ отримаємо:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{90}{500} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0,135;$$

$$\text{Тоді } \gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,135 = 0,865;$$

$$\Delta \sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{0,865 \cdot 500}{510} - 1200 = 72 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 0,865 \cdot 500 = 303 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sr} = 510 + 400 - 303 - 72 = 535 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{0,7456}{1 + \frac{535}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,554 ;$$

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,125}{0,554} - 1\right) = 1,31 > \eta = 1,2 ;$$

Отже, $\gamma_{s6} = 1,2$, і прийнята площа арматури залишається без змін. Максимальна відстань між арматурними стрижнями, що піддаються напруженню, приймається не більше 600 мм.

2.1.2.3 Розрахунок на міцність для перерізу, похилого до поздовжньої осі плити

Сила яка діє впоперек $Q = 48,76 \text{ кН}$. Спочатку армуємо опорні ділянки плити у відповідності з конструктивними вимогами. Для цього з кожного боку плити встановлюємо п'ять каркасів довжиною 1/4 з використанням стержнів впоперек стрижнями $\varnothing 4 \text{ Вр-I}$, відстань між якими $S=100 \text{ мм}$.

Перевіримо умови дотримання міцності по похилій лінії між похилими тріщинами:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 , \text{ де}$$

φ_{w1} - коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, перпендикулярних до поздовжньої осі елемента;

φ_{b1} - коефіцієнт, що враховує клас бетону та його вид.

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w , \text{ але не більше } 1,3 ; \text{ де } \alpha = \frac{E_s}{E_b} , \text{ а } \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} .$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 6,3 , \text{ при } A_{sw} = 0,5 \text{ см}^2 \text{ (} 4\varnothing 4 \text{ Вр-I) - коефіцієнт поперечного}$$

$$\text{армування } \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{0,5}{37,7 \cdot 10} = 0,0013 , \text{ звідси } \Rightarrow \varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,3 \cdot 0,0013 = 1,04 < 1,3 ;$$

Коефіцієнт $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,8695$, де $\beta = 0,01$ для важкого бетону.

Проводимо перевірку:

$$Q = 48,76 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,8695 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 37,7 \cdot 19 \cdot 100 = 253589 \text{ Н} = 253,6 \text{ кН}.$$

Отже, розміри поперечного перерізу плити достатні для сприйняття навантаження.

Перевіряємо необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури, виходячи з умови: $Q \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, де $\varphi_{b3} = 0,6$ — коефіцієнт, що приймається для важкого бетону.

Коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у двотаврових елементах, дорівнює:

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5;$$

При цьому приймається, що $b'_f \leq (b + 3 \cdot h'_f)$. З урахуванням цього отримуємо:

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{3 \cdot (h'_f)^2}{b \cdot h_0} = 0,75 \cdot \frac{3 \cdot 3,05^2}{37,7 \cdot 19} = 0,03 \leq 0,5;$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили стиснення P_2 :

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P_2}{\gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h} \leq 0,5, \text{ де}$$

P_2 (значення сили стиснення див. нижче) приймається з урахуванням коефіцієнта $\gamma_{sp} = 0,865$:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{0,865 \cdot 317580}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 37,7 \cdot 19 \cdot 100} = 0,41 < 0,5;$$

Приймаємо $\varphi_n = 0,41$. Тоді $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,03 + 0,41 = 1,44 < 1,5$;

$$Q = 48,76 \text{ кН} < 0,6 \cdot 1,44 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 100 \cdot 37,7 \cdot 19 = 58484,5 \text{ Н} \approx 58,48 \text{ кН}.$$

Висновок: поперечна арматура встановлюється відповідно до конструктивних вимог.

2.1.3 Розрахунок плити за граничними станами другої групи

2.1.3.1 Геометричні характеристики зведеного перерізу

Круглий контур порожнини замінимо еквівалентним квадратним зі стороною $c = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см}$. Розміри розрахункового двотаврового перерізу:

- товщина полиць $h'_f = h_f = (22 - 14,3) \cdot 0,5 = 3,85 \text{ см}$;
- ширина ребра $b = 146 - 14,3 \cdot 7 = 45,9 \text{ см}$;
- ширина полиць $b'_f = 146 \text{ см}$. $b_f = 149 \text{ см}$.

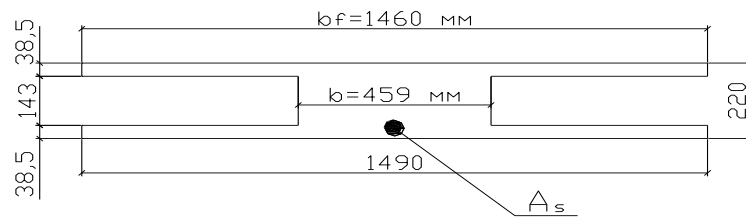


Рисунок 2.2 – Розрахунок плити перекриття за граничними станами другої групи

При $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{24 \cdot 10^3} = 7,04$ площа приведенного перерізу становитиме:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot c + \alpha \cdot A_s = \\ = (146 + 149) \cdot 3,85 + 45,9 \cdot 14,3 + 7,04 \cdot 8,04 = 1848,7 \text{ см}^2$$

Статичний момент зведеного перерізу відносно нижньої:

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot (h - 0,5 \cdot h'_f) + b_f \cdot h_f \cdot 0,5 \cdot h_f + b \cdot c \cdot 0,5 \cdot h + \alpha \cdot A_s \cdot a = 146 \cdot 3,85 \cdot (22 - 0,5 \cdot 3,85) + \\ + 149 \cdot 3,85 \cdot 0,5 \cdot 3,85 + 45,9 \cdot 14,3 \cdot 0,5 \cdot 22 + 7,04 \cdot 8,04 \cdot 3 = 19778,31 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги зведеного перерізу:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{19778,31}{1848,7} = 10,7 \text{ см} ;$$

Момент інерції перерізу відносно його центру ваги:

$$\begin{aligned}
I_{red} = I + \alpha \cdot S = & \frac{b_f' \cdot (h_f')^3}{12} + b_f' \cdot h_f' \cdot (h - y_0 - 0,5 \cdot h_f')^2 + \frac{b \cdot c^3}{12} + b \cdot c \cdot (0,5 \cdot h - y_0) + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \\
& + b_f \cdot h_f \cdot (y_0 - 0,5 \cdot h_f)^2 + \alpha \cdot A_s \cdot (y_0 - \alpha)^2 = \frac{146 \cdot 3,85^3}{12} + 146 \cdot 3,85 \cdot (22 - 10,7 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + \\
& + \frac{45,9 \cdot 14,3^3}{12} + 45,9 \cdot 14,3 \cdot (0,5 \cdot 22 - 10,7)^2 + \frac{149 \cdot 3,85^3}{12} + 149 \cdot 3,85 \cdot (10,7 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + \\
& + 7,04 \cdot 8,04 \cdot (10,7 - 3)^2 = 109577,7 \text{ см}^4
\end{aligned}$$

Момент опору зведеного перерізу по нижній зоні дорівнює:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{109577,7}{10,7} = 10240,91 \text{ см}^3;$$

те саме, у верхній зоні:

$$W_{red}' = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{109577,7}{22 - 10,7} = 9697,1 \text{ см}^3;$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від зони розтягування:

$$r = \varphi \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}};$$

Максимальне напруження в стиснутому бетоні від зовнішнього навантаження та зусилля попереднього напруження становитиме:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M - P_2 \cdot e_{op}}{W_{red}}, \text{ де}$$

M — згинальний момент від повного нормативного навантаження,

$$M = 69,22 \text{ кН} \cdot \text{м} = 6922000 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

P_2 — зусилля стиснення з урахуванням втрат σ_{los} :

$$P_2 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 8,04 \cdot (500 - 105) \cdot 10^2 = 317580 \text{ Н}.$$

Ексцентриситет зусилля стиснення дорівнює: $e_{op} = y_0 - \alpha = 10,7 - 3 = 7,7 \text{ см}$

$$\sigma_b = \frac{317580}{1848,7} + \frac{6922000 - 317580 \cdot 7,7}{10240,91} = 608,92 \text{ Н/см}^2 \approx 6,09 \text{ МПа}$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{6,09}{18,5} = 1,27 > 1, \text{ приймаємо } \varphi = 1 : r = 1 \cdot \frac{10240,91}{1848,7} = 5,54 \text{ см}.$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найменш віддаленої від зони розтягування, становить:

$$r_{\text{inf}} = \varphi \cdot \frac{W'_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 1 \cdot \frac{9697,1}{1848,7} = 5,24 \text{ см}.$$

Пружно-пластичний момент опору по зоні розтягування: $W_{pl} = \gamma \cdot W_{\text{red}}$.

Для симетричних перерізів при $\frac{b'_f}{b} \approx \frac{b_f}{b} = \frac{149}{45,9} = 3,18 > 2 \Rightarrow \gamma = \gamma' = 1,5$.

Тоді $W_{pl} = 1,5 \cdot 10240,91 = 15361,36 \text{ см}^3$;

$W'_{pl} = 1,5 \cdot 9697,1 = 14545,65 \text{ см}^3$.

2.1.3.2 Втрати попереднього напруження арматури

При розрахунку втрат коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$.

Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способі натягування стрижневої арматури дорівнюють:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 500 = 15 \text{ МПа}$$

Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою та упорами $\sigma_2 = 0$, оскільки при агрегатно-потоківій технології форма нагрівається разом із виробом.

Втрати від деформації анкерів σ_3 та форми σ_5 при електротермічному способі натягування дорівнюють 0.

Втрати від тертя арматури об огинаючі пристосування $\sigma_4 = 0$, оскільки арматура, що напружується, не відгинається.

Втрати від швидкопротікаючої повзучості σ_6 визначаються залежно від співвідношення $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,95$. З цієї умови встановлюється передавальна міцність R_{bp} .

Зусилля стиснення з урахуванням втрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$ обчислюється за формулою:

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 8,04 \cdot (500 - 15) \cdot 100 = 389940 \text{ Н};$$

Напруження в бетоні при стисканні:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op}}{W_{red}} = \frac{389940}{1848,7} + \frac{389940 \cdot 7,7}{10240,91} = 504,12 \text{ Н / см}^2 \approx 5,04 \text{ МПа} ;$$

$$\text{Передавальна міцність бетону: } R_{bp} = \frac{5,04}{0,95} = 5,3 \text{ МПа} ;$$

$$\text{Оскільки } R_{bp} \geq 0,5 \cdot B = 12,5 > 11 \text{ МПа}$$

$$\text{Приймаємо } R_{bp} = 12,5 \text{ МПа} , \text{ тоді } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,04}{12,5} = 0,403 < 0,95 .$$

Напруження стиснення в бетоні на рівні центру ваги арматури, що напружується, від зусилля стиснення P_1 (без урахування згинального моменту від власної маси плити):

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op}^2}{I_{red}} ;$$

$$\sigma_{bp} = \frac{389940}{1848,7} + \frac{389940 \cdot 7,7^2}{109577,7} = 421,91 \text{ Н / см}^2 \approx 4,22 \text{ МПа}$$

$$\text{Оскільки } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{4,22}{12,5} = 0,34 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 12,5 = 0,563 \leq 0,8 , \text{ то}$$

втрати від швидконабіжної повзучості дорівнюють:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,34 = 11,56 \text{ МПа} .$$

$$\text{Перші втрати } \sigma_{los1} = 15 + 11,56 = 26,56 \text{ МПа} .$$

$$\text{Другі втрати. Втрати від усадки бетону } \sigma_8 = 35 \text{ МПа} .$$

Втрати від повзучості бетону σ_9 обчислюються залежно від співвідношення

$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$, де σ_{bp} визначається з урахуванням перших втрат.

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 8,04 \cdot (500 - 26,56) \cdot 100 = 380645,8 \text{ Н} ;$$

$$\sigma_{bp} = \frac{380645,8}{1848,7} + \frac{380645,8 \cdot 7,7^2}{109577,7} = 411,86 \text{ Н / см}^2 \approx 4,12 \text{ МПа}$$

$$\text{При } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{4,12}{12,5} = 0,3296 < 0,75 \text{ і } \alpha = 0,85 ;$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,3296 = 42,02 \text{ МПа}$$

Другі втрати: $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 42,02 = 77,02 \text{ МПа}$

Повні втрати: $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 26,56 + 77,02 = 103,58 \text{ МПа}$

Оскільки $\sigma_{los} = 103,58 \text{ МПа}$, остаточно приймаємо $\sigma_{los} = 105 \text{ МПа}$.

$$P_2 = 8,04 \cdot (500 - 105) \cdot 100 = 317580 \text{ Н}.$$

2.1.3.3 Розрахунок щодо утворення тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі

Для елементів, до тріщиностійкості яких висуваються вимоги третьої категорії, коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$. Розрахунок проводиться за умовою:

$$M \leq M_{crc}$$

Нормативний момент від навантаження: $M = 69,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Момент утворення тріщин M_{crc} за методом ядерних моментів визначається за формулою:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}, \text{ де}$$

ядерний момент зусилля стиснення:

$$M_{rp} = P_2 \cdot (e_{op} + r) = 0,865 \cdot 317580 \cdot (7,7 + 5,54) = 3637116,71 \text{ Н} \cdot \text{см} \approx 36,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Оскільки $M = 69,22 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 1,6 \cdot 10^3 \cdot 15361,36 \cdot 10^{-6} + 36,37 = 69,95 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то в зоні розтягу від експлуатаційних навантажень утворення тріщин не відбувається.

2.1.3.4 Розрахунок прогину плити

Гранично допустимий прогин для розраховуваної плити з урахуванням естетичних вимог згідно з нормами приймається рівним:

$$f_u = \frac{l}{200} = \frac{6,68}{200} = 3,34 \text{ см};$$

Визначення прогину з урахуванням естетичних вимог до конструкції здійснюється лише для дії постійних і тривалих навантажень при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ за формулою:

$$f = \varphi_m \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_0^2, \text{ де}$$

для вільно опорної балки коефіцієнт φ_m дорівнює:

- $\frac{5}{48}$ - при рівномірно розподіленому навантаженні;
- $\frac{1}{8}$ - при двох рівних моментах на кінцях балки від сили стиснення.

Кривизна від постійного та тривалого навантаження:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{6124000 \cdot 2}{0,85 \cdot 27000 \cdot 109577,7 \cdot 100} = 4,87 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см};$$

$M = 61,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - момент від відповідного зовнішнього навантаження відносно осі, перпендикулярної до площини дії згинального моменту та проходить через центр ваги зведеного перерізу.

$\varphi_{b2} = 2$ - коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості важкого бетону при вологості понад 40%;

$\varphi_{b1} = 0,85$ - коефіцієнт, що враховує вплив короточасної повзучості важкого бетону;

Кривизна від короточасного вигину під дією зусилля попереднього стиснення з урахуванням $\gamma_{sp} = 0,865$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{0,865 \cdot 317580 \cdot 7,7}{0,85 \cdot 27000 \cdot 109577,7 \cdot 100} = 0,841 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см};$$

Оскільки напруження стиснення бетону верхнього волокна:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} \cdot (h - y_0) = \frac{389940}{1848,7} - \frac{389940 \cdot 7,7}{109577,7} \cdot (22 - 10,7) = -98,7 \text{ Н/см}^2;$$

тобто верхнє волокно розтягнуте, то у формулі при обчисленні кривизни, зумовленої вигином плити внаслідок усадки бетону та повзучості від зусилля

попереднього стиснення, приймаємо деформації крайнього стиснутого волокна $\varepsilon'_b = 0$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_b}{E_s \cdot h_0} = \frac{88,58}{19 \cdot 10^4 \cdot 19} = 2,45 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см, де}$$

$$\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 11,56 + 35 + 42,02 = 88,58 \text{ МПа}$$

Прогин від постійних і тривалих навантажень становитиме:

$$f = \varphi_m \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_o^2 = \left[\frac{5}{48} \cdot 4,87 \cdot 10^{-5} - \frac{1}{8} \cdot (0,841 \cdot 10^{-5} + 2,45 \cdot 10^{-5}) \right] \cdot 668^2 = 0,43 \text{ см}$$

Висновок: Прогин не перевищує граничне значення: $0,43 \text{ см} < 2,99 \text{ см}$.
Плита прогинається на незначну висоту (0,43 см) і працює без тріщин у зоні розтягування.

2.2 Розрахунок ростверку

Ростверк влаштовується по верху паль для забезпечення спільної роботи паль під навантаженням. Конструкція ростверка проектується з урахуванням умов передачі навантаження, кількості паль, обраного матеріалу.

Розрахунок залізобетонного монолітного ростверку позacentрово навантаженого пальового фундаменту зі збірним башмаком за серією 1.020-1/83 проводиться під колону середньої зони каркаса будівлі.

Вихідні дані:

Розрахункові навантаження від колони на фундамент на рівні верхньої грані ростверку:

$$N = 1243,1 \text{ кН}; M = 48,76 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q = 40,37 \text{ кН (див. додаток «SCAD»)}.$$

$$\text{Перетин колони } h_{col} = b_{col} = 40 \text{ см.}$$

Забивні залізобетонні палі квадратного перерізу $30 \times 30 \text{ см}$.

Розрахункове навантаження, що допускається на палю по ґрунту, $F_{sv} = 722 \text{ кН}$; розрахункове навантаження на крайні палі в кущі (з урахуванням їх перевантаження в розмірі 20%) $F'_{sv} = 1,2 \cdot 722 = 866,4 \text{ кН}$.

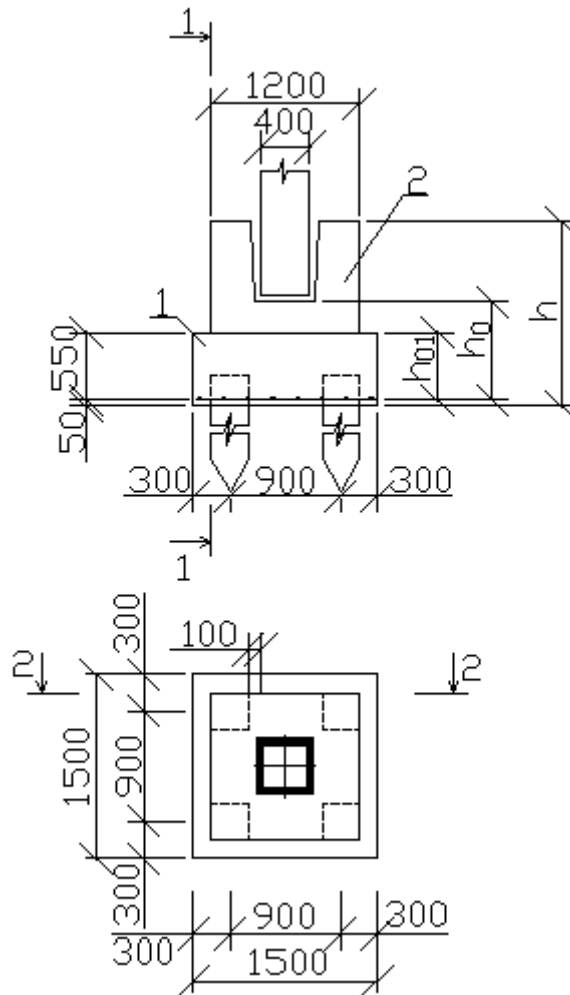


Рисунок 2.3 – Складений ростверк під залізобетонну колону: 1 — монолітна плита; 2 — збірний башмак

Клас бетону ростверку за міцністю на стиск — В25.

Коефіцієнт умов експлуатації бетону $\gamma_{b2} = 1,1$: $R_b = 4,5 \cdot 1,1 = 16$ МПа; $R_{bt} = 1,05 \cdot 1,1 = 1,16$ МПа.

Арматура з гарячекатаної сталі класу А-III.

Ростверк приймаємо квадратної форми в плані розміром 150х150 см. Марку збірного башмака підбираємо відповідно до вказівок серії 1.020-1/83 вип. 1-1 (2Ф12.9-1). Клас бетону збірного башмака В15: $R_b = 8,5 \cdot 1,1 = 9,35$ МПа; $R_{bt} = 0,75 \cdot 1,1 = 0,83$ МПа.

Розміри збірного башмака в плані 120× 120 см, висота 90 см, товщина дна збірного башмака 25 см. Відмітка верхньої грані монолітного ростверку – 1,65 м, збірного башмака – 0,75 м (від рівня чистої підлоги).

Куш паль під ростверком складається з 4 паль. Розташування паль у кущі та відстань між палями по осях наведено на рис. 3.3. Верхні кінці паль закладаються в плиту ростверка на 25 см.

2.2.1 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

При розрахунку на продавлювання колоною квадратного центрально навантаженого ростверку при $c = c_1 = c_2$ формула має вигляд:

$$F_{per} \leq \frac{2 * h_0 * R_{bt} * (h_{col} + c)}{\alpha} * \frac{h_0}{c},$$

де F_{per} — розрахункова сила продавлювання, що дорівнює сумі реакцій усіх паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання;

h_0 - розрахункова висота перерізу ростверку на ділянці, що перевіряється;

b_{col}, h_{col} - розміри перерізу колони;

c_1 - відстань від грані колони з розміром b_{col} до паралельної їй площини, що проходить по внутрішній грані найближчого ряду паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання;

c_2 - відстань від грані колони з розміром h_{col} до паралельної їй площини, що проходить по внутрішній грані найближчого ряду паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання.

Величини реакцій паль від навантажень колони на ростверк на рівні верхньої горизонтальної грані ростверка визначаються в першому ряді паль від краю ростверка з боку найбільш навантаженої частини ростверка:

$$F_1 = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{1243,1}{4} + \frac{48,76 * 0,45}{2 * 0,45^2} = 364,95 \text{ кН}.$$

Величина сили продавлювання:

$$F_{per} = 2 \sum F_i = 2 * 364,95 = 729,9 \text{ кН}.$$

Приймаємо товщину монолітного ростверку 60 см. Розрахунок на продавлювання проводимо для складеної конструкції з днища збірного стакана та плити

ростверка. Сумарна товщина днища збірної стакани та монолітної ростверки (від нижньої грані колони) дорівнює $h_{bot} = 5 + 25 + 60 = 90$ см.

Розрахункова висота $h_0 = h_{bot} - a_1 = 90 - 7 = 83$ см, у тому числі розрахункова висота монолітної частини ростверки дорівнює 53 см.

Визначаємо величини c_1 та c_2 (відстані від граней колони до відповідних найближчих граней паль):

$$c_1 = c_2 = \frac{900 - 400 - 300}{2} = 10 \text{ см.}$$

$$\text{Якщо } \frac{h_0}{c_1} = \frac{h_0}{c_2} = \frac{83}{10} = 8,3 > 2,5, \text{ , то приймаємо } \frac{h_0}{c_1} = 2,5, \text{ , } c_1 = c_2 = 33,2 \text{ см;}$$

Визначаємо коефіцієнт α , що враховує часткову передачу поздовжньої сили на плитну частину ростверки через стінки чашки:

$$\alpha = \left(1 - \frac{0,4 R_{bt} A_f}{N} \right) = \left(1 - \frac{0,4 * 0,83 * 0,96 * 10^6}{1243,1 * 10^3} \right) = 0,744,$$

де площа бічної поверхні колони, замурованої в чашку фундаменту:

$$A_f = 2 (b_{col} + h_{col}) h_{anc} = 2 (0,4 + 0,4) 0,6 = 0,96 \text{ м}^2 = 0,96 \cdot 10^6 \text{ мм}^2;$$

Визначаємо граничне значення сили продавлювання, яку може витримати складений ростверк:

$$\begin{aligned} F_{per} &\leq \frac{2 * h_0 * R_{bt} * (h_{col} + c)}{\alpha} * \frac{h_0}{c} = \\ &\frac{4 * 0,83 * 1,16 * 10^3}{0,744} * (0,4 + 0,332) * \frac{0,83}{0,332} = \\ &= 9472,7 \text{ кН} > F_{per} = 729,9 \text{ кН}, \end{aligned}$$

тобто міцність ростверки на продавлювання колоною забезпечена.

Приймаємо товщину монолітної плити 60 см.

Визначаємо величини розрахункових навантажень на палі з урахуванням навантажень від ваги ростверки, збірної башмака та ґрунту на уступах ростверки.

Усереднену об'ємну вагу матеріалу складеного ростверки та ґрунту приймаємо рівною $V = 21$ кН/м³, коефіцієнт перевантаження $\gamma_f = 1,1$.

$$G = ab (h + 0,15) V \gamma_f = 1,5 \times 1,5 (1,5 + 0,15) \times 21 \times 1,1 = 85,76 \text{ кН.}$$

Величини поздовжньої сили та моменту, що діють на рівні підшви монолітного ростверку:

$$N_{bot} = N + G = 1243,1 + 85,76 = 1328,86 \text{ кН};$$

$$M_{bot} = M + Qh = 48,76 + 40,37 \cdot 1,5 = 109,31 \text{ кН}.$$

Розрахункові навантаження на палі в першому ряді паль від краю ростверку з боку найбільш навантаженої частини ростверку:

$$F'_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{bot} y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{1328,86}{4} + \frac{109,31 \cdot 0,45}{2 \cdot 0,45^2} = 453,7 \text{ кН} < 1,2 P_{sv} = 866,4 \text{ кН},$$

Отже, несуча здатність палі забезпечена.

2.2.2 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею

Розрахунок проводимо за формулою:

$$F_{a1} = R_{bt} h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right].$$

Перевіряємо товщину плити монолітного ростверку $h_1 = 60$ см.

Висота плити ростверку від верхнього кінця паль дорівнює $h_{01} = 60 - 5 = 55$ см.

Визначаємо величини b_{01} ; b_{02} ; c_{01} ; c_{02} .

$$b_{01} = b_{02} = 30 + \frac{30}{2} = 45 \text{ см},$$

c_{01}, c_{02} - відстані від внутрішніх граней кутових паль до найближчих граней підколінника ростверку приймають від'ємні значення. Оскільки підколінник ростверку розташовується над гранями паль. Тому граничне навантаження на палею з умови продавлювання плити ростверку кутовою палею не розраховується, і міцність плити ростверку на продавлювання кутовою палею забезпечена.

2.2.3 Розрахунок міцності похилих перерізів плити ростверку на поперечну силу

Розрахунок міцності похилих перерізів ростверку на дію поперечної сили проводиться за формулою:

$$Q \leq 1,5 * b * h_0 * R_{bt} \frac{h_0}{c}.$$

Визначаємо розрахункову величину поперечної сили з боку найбільш навантаженої частини ростверку як суму реакцій усіх паль крайнього ряду від розрахункових навантажень на палі:

$$Q = \sum_1^n F_1' = 2F_1' = 2 * 453,7 = 907,4 \text{ кН};$$

$$h_{01} = 60 - 7 = 53 \text{ см};$$

$$c = c_{01} = 60 \text{ см};$$

$$\frac{h_{01}}{c} = \frac{53}{60} = 0,88.$$

Визначаємо граничну величину поперечної сили, яку може сприйняти плита ростверку по похилому перерізу:

$$Q_{\max} = 1,5 b h_{01} R_{bt} \frac{h_{01}}{c} = 1,5 * 1,5 * 0,53 * 1,16 * 10^3 * 0,88 = 1217,3 \text{ кН} > Q = 907,4 \text{ кН}.$$

Отже, міцність похилих перерізів плити ростверку щодо поперечної сили забезпечена.

2.2.4 Розрахунок плити ростверку на вигин

Визначаємо величини згинальних моментів у перерізах 1-1 і 2-2, що проходять по краях підшви збірного башмака:

$$M_x = \sum F_i x_i - M_{fx} = 2F_1' * 0,15 - \frac{G * 0,15^2}{1,5 * 2} = 2 * 453,7 * 0,15 - \frac{85,76 * 0,15^2}{1,5 * 2} = 135,5 \text{ кН} * \text{м},$$

$$M_y = \sum F_i x_i - M_{fy} = \frac{N_{bot} * 2}{n} * 0,15 - \frac{G * 0,15^2}{1,5 * 2} = \frac{1328,86 * 0,15}{4} * 0,15 - \frac{85,76 * 0,15^2}{1,5 * 2} = 99,26 \text{ кН} * \text{м}$$

Визначаємо необхідний переріз арматури зі сталі класу А-III ($R_s = 365$ МПа):

переріз 1-1
$$\theta = \frac{M_x}{R_b b h_{01}^2} = \frac{135,5 \cdot 10^3}{16 \cdot 150 \cdot 53^2} = 0,02,$$

За табл. 2 [26] при $\theta = 0,09$ знаходимо $\nu = 0,99$;

$$A_{sx} = \frac{M_x}{R_s \nu h_{01}} = \frac{135,5 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,99 \cdot 53} = 7,075 \text{ см}^2,$$

переріз 2-2
$$\theta = \frac{M_y}{R_b a (h'_{01})^2} = \frac{507 \cdot 10^3}{16 \cdot 330 \cdot 52^2} = 0,036,$$

$\nu = 0,993;$
$$A_{sy} = \frac{M_y}{R_s \nu h'_{01}} = \frac{99,56 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,993 \cdot 52} = 5,27 \text{ см}^2.$$

Вибираємо арматуру:

у поздовжньому напрямку $8\varnothing 12$ АІІ $A_{sx} = 9,048 \text{ см}^2$;

у поперечному напрямку $8\varnothing 10$ АІІ $A_{sy} = 6,312 \text{ см}^2$.

Для армування підосви ростверку використовується зварна арматурна сітка згідно з ГОСТ 23279-84 марки $C \frac{12\text{АІІ} - 200}{10\text{АІІ} - 200} 1450 \times 1450 \frac{25}{25} \cdot 2$

2.2.5 Перевірка міцності похилих перерізів плити ростверку на згинальний момент

Перевірка проводиться з боку найбільш навантаженої частини плити ростверку.

Визначаємо граничну величину поперечної сили, яку може сприйняти монолітна плита ростверку по похилому перерізу, захищеному від утворення нормальних тріщин і що проходить від площини внутрішніх граней паль крайнього ряду до найближчої зовнішньої грані збірного башмака:

$$Q = 1,2 b h_{01} R_{bt} \frac{h_{01}}{c} = 1,2 \cdot 2,4 \cdot 0,53 \cdot 1,16 \cdot 0,88 \cdot 10^3 = 1558 \text{ кН}.$$

Отримана величина більша за суму реакцій усіх паль крайнього ряду з боку розглянутого перерізу: $2F_1' = 907,4 \text{ кН}$.

Отже, міцність похилих перерізів щодо згинального моменту забезпечена.

2.3 Розрахунок позацентрово стиснутої колони

Вихідні дані:

Важкий бетон класу 20, підданий температурній обробці при атмосферному тиску, беремо: $R_{b,ser} = 15$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа, $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа, $E_b = 24000$ МПа.

Поздовжня робоча арматура класу А-III Ø 10–40 мм.

Поперечна арматура Вр-I.

Максимальне значення відносної висоти стиснутої ділянки бетону $\xi_R = 0,627, \alpha_R = 0,430$.

Переріз колони $b \cdot h = 400 \cdot 400$ мм.

Висота поверху $H = 2,85$ м.

Вага колони одного поверху: $N^1 = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,9 \cdot 23 \cdot 1,1 \cdot 0,93 = 11,707$ кН.

Поздовжня сила біля перекриття 7 поверхів, що знаходяться вище:

$$N_1 = 8(g + V) \cdot l = 8 \cdot 35,3 \cdot 2,8 \cdot 0,95 = 751,18 \text{ кН.}$$

Вага від 8 колон, що знаходяться вище: $N_2 = 8 \cdot N^1 = 3 \cdot 21,572 = 66,716$ кН.

Разом: $N = N_1 + N_2 = 1472,56 + 67,716 = 1540,08$ кН, у тому числі довготривала сила $N_l = 3 \cdot g \cdot l + 3N^1 = 3 \cdot 24,53 \cdot 5,4 + 3 \cdot 22,572 = 465$ кН.

Зусилля за розрахунком рами:

$M = -44,5$ кН·м; $Q = 25,5$ кН (див. додаток «SCAD»).

Згинальний момент від тривало діючого навантаження: $M_l = 29,46$ кН·м.

2.3.1 Розрахунок міцності перерізів, перпендикулярних до поздовжньої осі колони

Обчислюємо від осьве зміщення за формулами:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{44,3}{844,81} = 0,052\text{ м} = 52\text{ мм};$$

$$e_{ol} = \frac{M_l}{N_l} = \frac{29,46}{611,07} = 0,048\text{ м} = 48\text{ мм}.$$

Згідно з [24, п. 1.21] враховуємо випадковий ексцентриситет e_a , зумовлений факторами, що не враховані в розрахунку:

$$1) e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{2,8}{600} = 0,0047\text{ м} = 4,7\text{ мм};$$

$$2) e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,4}{30} = 13,33\text{ мм},$$

де l_0 – розрахункова довжина позacentрово стиснутого елемента, що визначається за формулою: $l_0 = H = 2,7$ м. Проводимо розрахунки з включенням найбільших за абсолютною величиною ексцентриситетів у напрямку двох осей перерізів (у площині згину та у перпендикулярній площині).

За [24] попередньо обираємо коефіцієнт армування $\mu = \frac{A_s}{b * h_0} = 0,005 \div 0,035$, обираємо $\mu = 0,005$.

Як правило, найменша витрата арматури досягається при симетричному армуванні.

Встановивши розрахункову довжину $l_0 = H = 2,6$ м за [24, п.3.23], розрахуємо відношення $\frac{l_0}{h} = \frac{2,8}{0,4} = 7 > 4$, отже, необхідно враховувати вплив прогину на несучу можливість колони.

Обчислюємо відносні зміщення моментів

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{52}{400} = 0,13, \text{ який повинен бути не меншим за}$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * \frac{l_0}{h} - 0,01 * \gamma_{b2} * R_b = 0,5 - 0,01 * \frac{2800}{400} - 0,01 * 0,9 * 11,5 = 0,3265 >$$

$$\delta_e = 0,13.$$

Обчислюємо коефіцієнт, який враховує дію на прогин елемента з важкого бетону терміну дії навантаження за [24, формула (21)]:

$$\varphi_l = 1 + \frac{N_l * (e_{0l} + 0,5 * h - a)}{N * (e + 0,5 * h - a)} = 1 + \frac{611,07 * (0,048 + 0,5 * 0,4 - 0,04)}{844,81 * (0,052 + 0,5 * 0,4 - 0,04)} = 1,71.$$

Визначаємо такі величини:

$$- \text{момент інерції в точці } I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,4 * 0,4^3}{12} = 0,002133 \text{ м}^4 ;$$

$$- \text{момент інерції площі перерізу арматури при } z_a = h_0 - a' = 360 - 30 = 330 \text{ мм},$$

$$I_s = \frac{(A_s + A_s') * z_a'^2}{4} = \frac{0,000616 * 0,33^2}{4} = 0,000017 \text{ м}^2$$

$$\text{Коефіцієнт приведення: } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 * 10^4}{24 * 10^3} = 8,35.$$

Визначимо умовну критичну силу N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{6,4 * E_b}{l_0^2} * \left[\frac{J}{\varphi_l} * \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right) + \alpha * J_s \right]$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 * 24 * 10^6}{2,8^2} \left[\frac{0,002133}{1,71} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,3265} + 0,1 \right) + 8,33 * 0,000017 \right] = 11521,2 \text{ кН}.$$

Визначаємо величину коефіцієнта η , який враховує вплив прогину, на величину ексцентриситету поздовжнього зусилля e_0 за [24, формула (19)]:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{844,81}{11521,2}} = 1,079.$$

Обчислюємо плече прикладання поздовжньої сили відносно осі розтягнутої арматури:

$$e = \eta * e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,079 * 0,052 + \frac{0,4}{2} - 0,04 = 0,216 \text{ м} = 216 \text{ мм}.$$

Перевіряємо умову:

$$\xi = \frac{N}{\gamma_{b2} * R_s * b * h} = \frac{844810}{0,9 * 11,5 * 400 * 400} = 0,51 < \xi_R = 0,627; \alpha_R = 0,43.$$

$$\xi \leq \xi_R.$$

Якщо $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$, тоді міцність стиснутих елементів визначимо за форму-

$$\text{лою: } Ne \leq R_b * b * (h_0 - 0,5x) + R_{sc} * A_s' * (h_0 - a').$$

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури при навантаженні:

$$A_s' = \frac{N * e - \alpha_R * \gamma_{b2} * R_b * b * h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \\ = \frac{844,81 * 10^3 * 0,216 - 0,43 * 0,9 * 11,5 * 10^6 * 0,4 * 0,36^2}{365 * 10^6} < 0.$$

Приймаємо конструктивно $2\varnothing 10 \text{ A} - \text{III}$ с $A_s' = 153 \text{ мм}^2$.

Звіряємо умову: за [24, табл. 38] при $17 \leq l_o / i \leq 35$ мінімальна площа перерізу поздовжньої арматури $\mu_{\text{пр}} * b * h_0 = 0,0001 * 400 * 360 = 144 \text{ мм}^2 < A_s' = 402 \text{ мм}^2$.

Інерційний радіус перерізу колони в площині згину:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0,4/3,464 = 0,1153 \text{ м.}$$

Пропорція $l_o / i = 2,8/0,1153 = 24,27$.

$$A_s = \frac{\xi_R * \gamma_{b2} * R_b * b * h - N}{R_s} + A_s' \frac{R_{sc}}{R_s} = \frac{0,627 * 0,9 * 11,5 * 400 * 360 - 844810}{365} + 157 * \frac{365}{365} = 402 \text{ мм}^2$$

Приймаємо $2\varnothing 16 \text{ A} - \text{III}$ с $A_s' = 402 \text{ мм}^2$

Оскільки $A_s' < 0$, то стиснута арматура за визначенням не потрібна, але може бути встановлена конструктивно.

Перевіримо коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{(A_s + A_s')}{b * h_0} = \frac{402 + 402}{400 * 360} = 0,0056.$$

Різниця між прийнятим раніше він відрізняється на $0,0055/0,003 = 1,11 < 5 \%$

2.3.2 Розрахунок залізобетонної консолі колони

Початкові дані:

Дійсна сила, що передається ригелем на консоль за розрахунок рами, $Q = 112,89 \text{ кН}$.

Клас бетону – важкий бетон В20, підданий температурній обробці при атмосферному тиску.

З'єднання ригеля з колоною забетоноване; зазор між торцем ригеля та гра-

ною колони $a_3 = 20$ мм. Забетонування з'єднання виконується до прикладеного навантаження при змонтованому ригелі.

Встановлюємо поздовжню та поперечну арматуру консолі сталю класу А – III. Закладні деталі – з прокатної кутової сталі.

Ширину консолі приймається по відношенню до ширини колони рівною $b = 400$ мм.

Розрахуємо мінімальний допустимий виліт консолі за умови що повинно забезпечуватись її міцність на зминання у місці опори ригеля за формулою:

$$l_{\text{sup}} = \frac{Q}{\gamma_{b2} * R_b * b} + a_3 = \frac{112990}{0,9 * 11,5 * 400} + 20 = 50 \text{ мм}$$

Оскільки конструкція ригеля та колони розраховується за серією 1.02-1, тоді виліт консолі приймаємо $l_{\text{sup}} = 140$ мм. Ширина похилої стиснутої смуги $l_b = l_{\text{sup}} * \sin \theta$, де l_{sup} — довжина ділянки передачі навантаження вздовж вильоту консолі, тобто дорівнює вильоту консолі при опорі на неї ригеля; $l_b = 140 * 0,6 = 84$ мм, де $\theta = 31^\circ$, де $\sin \theta = 0,5$ для $\sin 30^\circ$.

Розрахунок консолі при дії поперечної сили при забезпеченні міцності по похилій стиснутій смузі виконуємо за формулою:

$$Q \leq 0,8 * \varphi_{w2} * \gamma_{b2} * R_b * b * l_b * \sin \theta.$$

Обчислюємо коефіцієнт φ_{w2} за формулою:

$$\varphi_{w2} = 1 + 3 * \alpha * \mu_{wI};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 * 10^4}{24 * 10^3} = 8,33.$$

$$\text{Потрібна площа поздовжньої арматури: } A_s = \frac{M}{R_s * \zeta * h_0}.$$

Необхідна корисна висота консолі:

$$h_0 = \sqrt{\frac{Q}{1,2 * \varphi * \gamma_{b2} * R_{bt} * b} * (l - 0,5 * l_b)} = \sqrt{\frac{112990}{1,2 * 1 * 0,9 * 0,9 * 400} * (140 - \frac{70}{2})} = 175 \text{ мм}.$$

Приймаємо $h_0 = 170$ мм; $h = 170 + 30 = 200$ мм.

Деформація згину це момент у перерізі примикання консолі до колони:

$$M = 1,25 * Q \left(l - \frac{l_b}{2} \right) = 1,25 * 112990 * \left(0,14 - \frac{0,07}{2} \right) = 14830 \text{ кН} * \text{м}.$$

Необхідний переріз арматури класу А–ІІІ, яка огинає консоль, тобто при $A_s = A_s'$:

$$A_s' = A_s = \frac{M}{R_s * \zeta * h_0} = \frac{14830000}{365 * 0,925 * 180} = 244 \text{ мм}^2.$$

Можна прийняти 2Ø 14 класу А–ІІІ з $A_s' = A_s = 308 \text{ мм}^2$.

Розрахуємо коефіцієнт, який враховує вплив хомутів, перпендикулярних до поздовжньої осі елемента, та коефіцієнт армування:

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b * S} = \frac{308}{400 * 200} = 0,00385 ;$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5 * 8,33 * 0,00385 = 1,16.$$

Прирівняємо умову:

$$Q \leq 0,8 * \varphi_{w2} * \gamma_{b2} * R_b * b * l_b * \sin \theta = 0,8 * 1,15 * 0,9 * 11,3 * 400 * 140 * 0,5 = 268920 \text{ Н} > Q = 112890 \text{ Н}.$$

Дана умова виконуватиметься, але права частина умови приймається не більше:

$Q = 3,5 * R_{bt} * b * h_0 = 3,5 * 0,9 * 400 * 170 = 226600 \text{ Н}$ і не менше значення, що визначається за формулою:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} * (1 + \varphi_f + \varphi_n) * R_{bt} * \gamma_{b2} * b * h_0^2}{C_0},$$

$\text{деф}_{b2} = 2$ – коефіцієнт, що враховує вплив марку бетону (важкий бетон В20);

$\varphi_f = 0$ – коефіцієнт, що враховує дію стиснутих полиць;

$\varphi_n = 0$ – коефіцієнт, що враховує дію поздовжніх сил.

$$3 \leq 2 * h_0 = 2 * 170 = 340 \text{ мм},$$

$$Q_b = \frac{2 * 1 * 0,9 * 0,9 * 400 * 180^2}{360} = 58320 \text{ Н} < Q_{b1} = Q_b + Q_{sw} = 112990 \text{ Н} ,$$

тобто умова виконується.

Перевіряємо умову: $Q \leq 0,3 * \varphi_{w2} * \varphi_{b1} * \gamma_{b2} * R_b * b * h_0$, деф_{b1} визначаємо за фор-

мулою: $\varphi_{b1} = 1 - \beta * R_b = 1 - 0,01 * 11,5 = 0,885$.

$$Q \leq 0,3 * 1,16 * 0,885 * 0,9 * 11,5 * 400 * 180 = 229507 \text{ Н.}$$

$$Q_b = 58320 < 229507 \text{ Н.}$$

Умова виконується, тому міцність консолі на похилій стиснутій смузі забезпечена.

2.4 Розрахунок ригеля

2.4.1 Розрахунок міцності перерізів, перпендикулярних до поздовжньої осі ригеля

Початкові дані:

Важкий бетон класу В20; $R_{b,ser} = 14,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,3$ МПа; $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $E_b = 27 \times 10^3$ МПа – для бетону природного твердіння; $E_b = 24 \times 10^3$ МПа – для бетону, що зазнав термічної обробки при дії атмосферному тиску, $\gamma_{b2} = 0,9$.

Арматура: поздовжня робоча стальна класу А – III; $R_{s,ser} = 380$ МПа; $R_s = 363$ МПа – розрахунковий опір арматури діаметром 10–40 мм; $E_s = 200000$ МПа.

У ригелі в крайньому прольоті максимальні згинальні моменти: по осі колони $M = -173,1$ кН·м, $Q = 133,56$ кН, у середині прольоту від опори $M = 84,7$ кН·м, $Q = 10,35$ кН (див. додаток «SCAD»).

Ригель таврового перерізу з полицею знизу розраховуємо як прямокутний переріз ширини $b = 300$ мм, висотою $h = 450$ мм.

Колони поперечним перерізом $b_k * h_k = 0,4 * 0,4$ м.

визначимо характеристика стиснутої зони бетону за формулою при $\gamma_{b2} = 0,9$:

$$\omega = \alpha - 0,006 * \gamma_{b2} * R_b = 0,85 - 0,006 * 0,9 * 11,3 = 0,737$$

Максимальне значення відносної висоти стиснутої зони бетону за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628,$$

де σ_{SR} — напруження в арматурі (у МПа), приймемо для арматури класів А-I, А-II, А-III:

$$\sigma_{SR} = R_S - \sigma_{SP} = 365 \text{ МПа};$$

$\sigma_{SC,U}$ - граничне напруження в арматурі стиснутої зони, яке приймаємо при $\gamma_{B2} \geq 1,0$ рівним 400 МПа, а для конструкцій із важкого, дрібнозернистого та легкого бетонів, якщо враховується коефіцієнт $\gamma_{B2} < 1,0$, рівним 500 МПа.

Відповідно, величина $\alpha_R = 0,431$.

Перетин ригеля по грані колони.

Деформаційний момент згину:

$$M_{rp}^{2-1} = M - \frac{Q_b * h_k}{2} = 174,1 - \frac{133,66 * 0,4}{2} = 147,38 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коефіцієнта α_0 знайдемо за формулою:

$$\alpha_m \frac{M_{rp}}{\gamma_{b2} * R_b * b * h_0^2} = \frac{147,38 * 10^6}{0,9 * 11,5 * 300 * (450 - 50)^2} = 0,297 < \alpha_R = 0,432$$

Відповідно $\zeta = 0,823$.

Необхідний переріз розтягнутої арматури за формулою:

$$A_s = \frac{M_{rp}}{R_S * \zeta * h_0} = \frac{147,38 * 10^6}{365 * 0,823 * 400} = 1226,55 \text{ мм}^2$$

За сортаментом арматурної сталі можна прийняти $2\varnothing 25 \text{ А-III} + 2\varnothing 16 \text{ А-III}$ с $A_s = 1290 \text{ мм}^2$.

Перетин ригеля у прольоті.

$$M_1 = 84,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} * R_b * b * h_0^2} = \frac{84,4 * 10^6}{0,9 * 11,5 * 300 * 400^2} = 0,17 < \alpha_R = 0,432$$

Відповідно $\zeta = 0,906$.

Необхідний переріз розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s * \zeta * h_0} = \frac{84,4 * 10^6}{365 * 0,906 * 400} = 638 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 4Ø 16 А – III с $A_s = 804 \text{ мм}^2$.

2.4.2 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі ригеля

Значення для підбору перерізів: $\gamma_{b2} = 0,8$; поперечна арматура класу А-IIIØ 10 – 40 мм; $R_{s,ser} = 380 \text{ МПа}$; $R_s = 363 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 280 \text{ МПа}$.

Розрахунок при дії поперечної сили.

Перевіримо умову: $Q < 0,3 * \varphi_{w1} * \varphi_{b1} * \gamma_{b2} * R_b * b * h_0$,

де φ_{w1} — коефіцієнт, який відповідає за вплив хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента, який визначається за формулою $\varphi_{w1} = 1 + 5 * \alpha * \mu_w$,

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 27000 = 7,1, \text{ попередньо візьмемо } \mu = 0,001,$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 * 7,1 * 0,001 = 1,036.$$

Коефіцієнт φ_{b1} визначається за формулою $\varphi_{b1} = 1 - \beta * R_b$,

$$\text{де } \beta = 0,01 \text{ — коефіцієнт для важкого бетону: } \varphi_{b1} = 1 - 0,01 * 11,2 = 0,883.$$

$$0,3 * 1,037 * 0,883 * 0,90 * 11,5 * 300 * 400 = 341952 \text{ Н} > Q = 133650 \text{ Н},$$

При цьому, повинна встановлюватись умова за розрахунком, (83) за [26]:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} * \gamma_{b2} * R_{bt} * b}{2} = \frac{0,6 * 0,9 * 0,9 * 300}{2} = 72,9 \text{ Н / мм при } b = 300 \text{ мм}.$$

Знаходимо величину Q_b за формулою:

$Q_b = 0,6 * \gamma_{b2} * R_b * b * h_0 = 0,5 * 0,9 * 0,9 * 300 * 400 = 58520 \text{ Н} < Q = 133560 \text{ Н}$, отже, потрібно розрахувати поперечну арматуру.

Згідно з [24, пп. 3.32, 5.22, 5.26] потрібно визначити крок поперечних стрижнів у опорній зоні ригеля: $S_1 \leq h/3 = 450/3 = 150 \text{ мм} < 300 \text{ мм}$.

Прийmemo $S_1 = 140 \text{ мм}$.

величина тиску в хомутах на одиницю довжини елемента:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}, \text{ звідси: } A_{sw} = \frac{q_{sw} S}{R_{sw}} = \frac{72,9 * 150}{285} = 38,37 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 2Ø 6 А – III з $A_{sw} = 56 \text{ мм}^2$.

Тоді відповідно: $q_{sw} = \frac{285 \cdot 57}{150} = 108,3 \text{ Н / мм}$

Встановимо несучу здатність похилого перерізу за формулою при $\phi_{b2} = 2$:

$$Q_b + Q_{sw} = 2 \sqrt{\phi_{b2} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}} = 2 \sqrt{2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 400^2 \cdot 108,3} = 183536,5 \text{ Н} > Q = 133650 \text{ Н},$$

Отже, за даних умов міцність похилого перерізу забезпечена.

У середній частині ригеля відстань між поперечними стрижнями:

$$S_2 = 3 \cdot h / 4 = 3 \cdot 450 / 4 = 337,3 \text{ мм}.$$

Приймаємо $S_2 = 350 \text{ мм}$ і переріз стрижнів $\varnothing 6 \text{ А – III}$ без розрахунку.

2.4.3 Визначення дії згинального моменту

Забезпечення міцності похилих перерізів і їх дію на згинальний момент завдяки анкеруванню розтягнутої поздовжньої арматури.

При розрахунку площі перерізу розтягнутої арматури $M_{\max}$ потрібно зменшити її кількість в опорних ділянках, оскільки в них деформація згину менші за $M_{\max}$.

Обрив стрижнів у прольоті не зменшує несучу витривалість ригеля, а дає значний економічний ефект, оскільки зменшується витрата сталі.

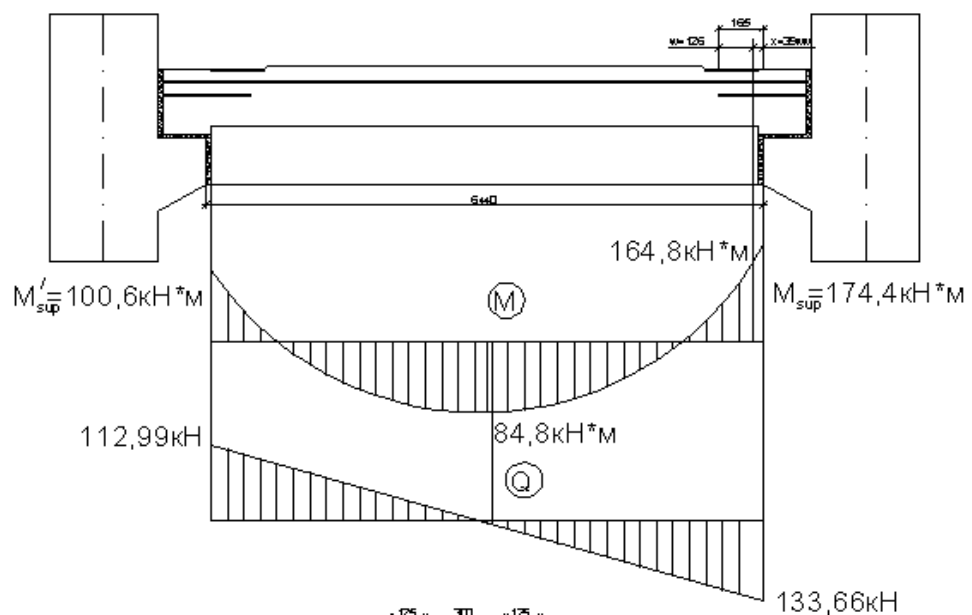


Рисунок 2.4 – Ригель багатоповерхової рами з епюрами згинальних мо-

ментів і поперечних сил від розподіленого навантаження

Встановимо максимальний згинальний момент, який розтягує опорну арматуру, без урахування стрижня, що обривається, оскільки $A_s = 1290 \text{ мм}^2 < A'_s$, , тобто $x < 0$:

$$M_u = R_s A_s (h_0 - a') = 365 * 1290 (400 - 50) = 167,8 \text{ кН} * \text{м}.$$

За допомогою епюр моментів встановимо відстань x від опори до місця можливого обриву першого стрижня за рівнянням:

$$M = M_{\text{sup}} - \frac{M_{\text{sup}} - M'_{\text{sup}}}{l} x - \frac{ql}{2} x + \frac{q}{2} x^2 = M_u,$$

звідки

$$\begin{aligned} x &= \left(\frac{l}{2} + \frac{M_{\text{sup}} - M'_{\text{sup}}}{ql} \right) - \\ &- \sqrt{\left(\frac{l}{2} + \frac{M_{\text{sup}} - M'_{\text{sup}}}{ql} \right)^2 - \frac{(M_{\text{sup}} - M_u)}{q}} = \\ &= \left(\frac{6,44}{2} + \frac{174,1 - 100,6}{228 * 6,44} \right) - \\ &- \sqrt{\left(\frac{6,44}{2} + \frac{174,1 - 100,6}{228 * 6,44} \right)^2 - \frac{2(174,1 - 164,8)}{67,1}} = 0,039 \text{ м}. \end{aligned}$$

Поперечна дія сили в даному місці можливого обриву рівна:

$$Q = Q_{\text{max}} - qx = 133,66 - 67,1 * 0,039 = 131,043 \text{ кН}.$$

Визначимо величину q_{sw} :

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{285 * 57}{150} = 108,3 \text{ Н / мм}.$$

Визначимо довжину w , на яку потрібно завести стрижень, що обривається, за точку теоретичного обриву:

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{131,043 * 10^3}{2 * 108,3} + 5 * 25 = 125,6 \approx 126 \text{ мм}.$$

Відстань від опори до того місця обриву стрижня можна прийняти рівною $x + w = 38 + 126 = 164 \text{ мм}$.

Розрахуємо необхідну відстань l_{an} від місця розриву стрижня до вертикального перерізу, де він використовується повністю:

$$l_{an} = 29d = 29 * 25 = 723 \text{ мм} > 163 \text{ мм}.$$

Тому, відломуємо стрижень на відстані 723 мм від опори.

Згідно до [24, п. 5.20] поздовжнє підсилення згинальних елементів (ригелів) шириною понад 150 мм здійснюється робочими стрижнями, кількість яких має становити не менше двох (доводимо до опори).

На основі [24, п. 5.22] поперечна арматура буде охоплювати крайні поздовжні робочі стрижні. Відстань між поперечними стрижнями біля кожної поверхні елемента повинна становити не більше 500 мм і не більше подвоєної ширини грані елемента.

При збиранні елемента поздовжньою арматурою (понад 3 %) хомути будуть встановлюватись на відстані не більше $10d$ і не більше 300 мм.

Відношення діаметрів поперечних і поздовжніх стрижнів у зварних каркасах встановлюється з урахуванням умов зварювання згідно з нормативними документами.

Згідно до [24, п. 5.27] відстань між поперечними стрижнями береться:

– в опорних ділянках (довжиною, що дорівнює $1/4$ прольоту при рівномірно розподіленому навантаженні) при висоті перерізу $h \leq 450$ мм – не більше $h/2$ і не більше 130 мм; при висоті перерізу $h > 430$ мм – не більше $h/3$ і не більше 250 мм;

– на решті прольоту при висоті перерізу $h > 300$ мм – не більше $3/4h$ і не більше 500 мм.

Захисний шар бетону в ригелях, як правило, приймається не меншим за діаметр стрижня, а при висоті елемента 230 мм і більше – 20 мм відповідно до [24, пп. 5.4 та 5.5].

2.4.4 Розрахунок похилих перерізів у підрізках

Вихідні дані: хомути та зігнуті стрижні з арматури класу А-III, діаметром відповідно 6 і 10 мм ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$; $A_{s,inc} = 314 \text{ мм}^2$); площа перерізу додаткових хомутів біля підрізки $A_{sw1} = 157 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 10$); поздовжня арматура класу А-III; поперечна сила на опорі $Q = 133,66 \text{ кН}$.

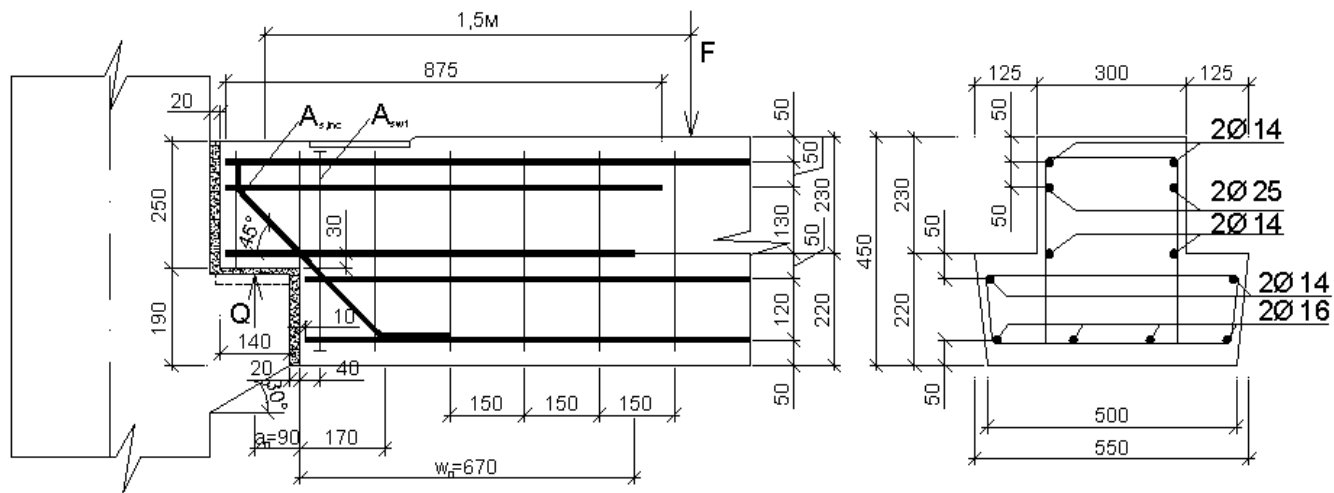


Рисунок 2.5 – Вузол приєднання ригеля до консолі колони завдяки підрізці

Перевіримо міцність похилого перерізу підрізки на поперечну силу згідно з [24, п. 3.31], приймаючи $h_0 = 225$ мм, $b = 300$ мм, $\varphi_{b2} = 2$:

$$M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 * 0,9 * 300 * 220^2 = 26,14 * 10^6 \text{ Н} * \text{мм}.$$

При значенні c , що дорівнює ділянці від опори до першого вантажу — $c = 1,3$ м, маємо ($\varphi_{b3} = 0,6$):

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{26,14 * 10^6}{1500} = 17,43 * 10^3 \text{ Н} < Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 * 0,9 * 300 * 220 = 35,64 * 10^3 \text{ Н}.$$

отже, приймаємо $Q_b = 35,64 * 10^3$ Н;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{255 * 57}{150} = 108,3 \text{ Н} / \text{мм}.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{26,14 * 10^6}{108,3}} = 491,3 \text{ мм} > 2h_0 = 2 * 200 = 400 \text{ мм}.$$

Приймаємо $c_0 = 400$ мм. При цьому $c_0 < c = 1,5$ м і $c_0 > h_0$.

Тоді $Q_b + q_{sw} c_0 + R_{sw} A_{sw1} = 35,64 * 10^3 + 108,5 * 400 + 280 * 157 = 122,5 * 10^3$ Н $> Q = 133,66$ кН, тобто навіть без урахування відгинів міцність підрізки щодо поперечної сили забезпечена.

Перевіримо, чи достатньо додаткових хомутив та відгинів. З рисунка 3.5. $\alpha = 45^\circ$; $h_0 = 450 - 50 = 400$ мм; $h_{01} = 220$ мм; $R_{sw} A_{sw1} + R_{sw} A_{s,\text{inc}} \sin 45^\circ = 290 * 155 + 280 * 314 * 0,707 = 109,9 * 10^3$ Н $> Q \left(1 - \frac{h_{01}}{h_0}\right) = 133,66 * \left(1 - \frac{220}{400}\right) = 60,13$ кН.

Перевіримо міцність похилого перерізу, який проходить через вхідний кут підрізки, на дію згинального моменту.

Визначимо найневигодніше значення, враховуючи в чисельнику відгини та додаткові хомути й приймаючи $F_i = 0$ та $q = 0$:

$$c = \frac{Q - (R_{sw}A_{sw1} + R_{sw}A_{s,inc} \sin \theta)}{q_{sw}} = \frac{133,66 \cdot 10^3 - 109,9 \cdot 10^3}{108,3} = 219 \text{ мм.}$$

Оскільки поздовжня арматура короткої консолі заанкрована на опорі, тоді врахуємо цю арматуру з повним розрахунковим опором, тобто з $R_s = 363$ МПа.

З рисунка 3.5. $A_s = A_s' = 308 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 14$). Оскільки $A_s = A_s'$, $x = 0$, тоді $z_s = h_{01} - a' = 220 - 50 = 170 \text{ мм.}$

Приймаючи $a_1 = 30 \text{ мм}$, отримаємо

$$z_{s,inc} = z_s \cos \theta + (c - a_1) \sin \theta = 170 \cdot 0,707 + (219 - 30) \cdot 0,707 = 254 \text{ мм.}$$

Перевіримо умову, приймаючи:

$$\Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 + R_{sw} A_{sw1} (c - a_1) = 0,5 \cdot 108,3 \cdot 219^2 + 290 \cdot 157 (219 - 30) = 11,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$M = Q(a_0 + c) = 133,66 \cdot 10^3 (90 + 219) = 41,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$\begin{aligned} R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc} &= \\ &= 365 \cdot 308 \cdot 170 + 11,2 \cdot 10^6 + 290 \cdot 314 \cdot 254 = \\ &= 53,84 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 41,3 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

це показує що міцність похилого перерізу забезпечена.

Визначимо необхідну довжину заведення поздовжньої розтягнутої арматури за кінець підрізки:

$$\begin{aligned} w_0 &= \frac{2(Q - R_{sw} A_{sw1} - R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta)}{q_{sw}} + a_0 + 10d = \\ &= \frac{2(133,66 \cdot 10^3 - 109,9 \cdot 10^3)}{108,3} + 90 + 10 \cdot 14 = 670 \text{ мм} > l_{an} = 30 \cdot 14 = 420 \text{ мм.} \end{aligned}$$

З'ясуємо необхідність встановлення анкерів для нижньої арматури в балці. Для цього необхідно перевірити похилий переріз, розташований поза підрізкою і починається на відстані $h_0 - h_{01} = 400 - 210 = 190 \text{ мм}$ від торця балки. Тоді $l_x = 189 - 10 = 180 \text{ мм.}$

Довжину анкерування для нижньої арматури визначимо за [24, позиція 1 табл. 45], з якої для класу бетону В20 та класу арматури А-III знайдемо $\lambda_{an} = 29$,

звідси $l_{an} = 28 * 16 = 448 \text{ мм} > l_x = 170 \text{ мм}$.

Розрахунковий опір нижньої арматури зменшимо, помноживши його на коефіцієнт $\gamma_{s5} = \frac{l_x}{l_{an}} = \frac{170}{464} = 0,366$, тобто $R_s = 363 * 0,366 = 132,8 \text{ МПа}$.

Згідно з рисунком 3.5. $A_s = 802 \text{ мм}^2$ ($4\varnothing 16$).

З огляду на те, що в межах ділянки $l_x = 180 \text{ м}$ два верхні стрижні мають по одному привареному вертикальному стрижню, а два нижні стрижні мають по одному вертикальному та одному горизонтальному привареному стрижню, збільшимо зусилля $R_s A_s$ на величину N_w . Приймаємо $n_w = 5$, $d_w = 6 \text{ мм}$, $\varphi_w = 210$:

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt} = 0,7 * 5 * 200 * 6^2 * 0,9 = 22680 \text{ Н} < 0,8 R_s d_w^2 n_w = 0,8 * 365 * 6^2 * 5 = 52560 \text{ Н}.$$

Звідси

$$R_s A_s = 133,6 * 804 + 22680 = 130094 \text{ Н} < 365 * 804 = 293,5 * 10^3 \text{ Н}.$$

Приймаючи $b = b'_f = 300 \text{ мм}$, та станбвимо висоту стиснутої зони x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_{sw} A_{s,inc} \cos \theta}{R_b b} = \frac{130094 - 365 * 308 + 290 * 314 * 0,707}{11,5 * 300} = 23,8 \text{ мм} < 2a' = 2 * 50 = 100 \text{ мм},$$

і, отже, $z_s = h_0 - a' = 400 - 50 = 340 \text{ мм}$.

Найневигідніше значення c дорівнює:

$$c = \frac{Q}{q_{sw}} = \frac{133660}{108,3} = 1234,2 \text{ мм} > w_0 - (h_0 - h_{01}) = 670 - (400 - 220) = 490 \text{ мм},$$

тобто при такому значенні c похилий переріз не проходить через поздовжню арматуру короткої консолі. Беремо кінець похилого перерізу в кінці зазначеної арматури, тобто на відстані $w_0 = 680 \text{ мм}$ від підрізки, при цьому $c = 1237,2 \text{ мм}$. Розрахункова величина моменту M у перерізі, що проходить через кінець похилого перерізу, рівна:

$$M = Q(a_0 + w_0) = 133,66(0,09 + 0,670) = 101,6 \text{ кН} * \text{м};$$

$$z_{s,inc} = z_s \cos \theta + (c - a_1) \sin \theta = 350 * 0,707 + (1234,2 - 150) * 0,707 = 1014 \text{ мм},$$

де $a_1 = 130 \text{ мм}$.

Перевіримо умову:

$$\begin{aligned}
& R_s A_s z_s + \frac{q_{sw} c^2}{2} + R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc} = \\
& = 130094 * 350 + \frac{108,3 * 1234,2^2}{2} + 290 * 314 * 1014 = \\
& = 220,35 * 10^6 \text{ Н} * M > M = 101,6 \text{ кН} * M,
\end{aligned}$$

тобтосила з'єднання похилого перерізу забезпечена, а, отже, анкери для нижньої арматури в такому випадку лишні.

Розрахунок коротких консолей на сиду дії поперечного зусилля для забезпечення міцності по похилій стиснутій ділянці між вантажем і опорою повинен проводитися за умовою: $Q \leq 0,8 * R_b * b * l_{sup} * \sin^2 \theta (1 + 5 * \alpha * \mu_w)$.

Перевіримо умову, приймаючи $l_{sup} = 140$ мм, $a_x = 80$ мм, $h_{01} - a' = 220 - 30 = 190$ мм (див. рисунок 3.5.). Тоді

$$\sin^2 \theta = \frac{(h_{01} - a')^2}{(h_{01} - a')^2 + (l_{sup} + a_x)^2} = \frac{170^2}{170^2 + (140 + 80)^2} = 0,374.$$

Приймаючи $\mu_w = 0$ і замінюючи 0,9 на 1,0, маємо $R_b b l_{sup} \sin^2 \theta = 11,3 * 300 * 170 * 0,374 = 190,6 * 10^3 \text{ Н} < 3,5 R_{bt} b h_{01} = 3,5 * 0,9 * 300 * 220 = 215,9 * 10^3 \text{ Н}$, тобто праву частину умови залишаємо рівною 215,9 кН.

Так як $Q = 133,66 \text{ кН} < 207,9 \text{ кН}$, міцність стиснутої ділянки забезпечена.

Жорстке з'єднанні ригеля та колони із замонолічуванням стику в ході приварювання нижньої арматури ригеля до консолі через закладні деталі поздовжня арматура перевіриться за умови:

$$Q \frac{l_1}{h_0} < R_s A_s.$$

Приймаємо $l_1 = l_{sup} + a_x = 210$ мм, $h_0 = 290$ мм, $A_s = 308 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 14$):

$$Q \frac{l_1}{h_0} = 133,66 * 10^3 \frac{220}{270} = 108,9 * 10^3 \text{ Н} < R_s A_s = 365 * 308 = 112,4 * 10^3 \text{ Н},$$

тобто поздовжньої арматури в короткій консолі встановлено достатньо.

Висновки до розділу 3

1. Ознайомлення з вимогами охорони праці Працівники повинні бути поінформовані про правила безпечного виконання робіт на висоті, включно з викорис-

танням засобів індивідуального захисту, проведенням інструктажів та регулярними перевітками знань. Це забезпечує належний рівень безпеки та знижує ризик травматизму.

2. Ознайомлення з вимогами безпеки в надзвичайних ситуаціях Працівники повинні знати порядок реагування на аварійні ситуації, включно з діями при пожежах, обвалах чи електротравмах. Особливу увагу слід приділяти правилам надання першої медичної допомоги у випадку нещасних випадків.

РОЗДІЛ 3

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

3.1 Загальні положення охорони праці

Відповідно до положень Закону України «Про охорону праці» законодавча база у сфері охорони праці формується на основі цього Закону, Кодексу законів про працю України, Закону України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, що призвели до втрати працездатності», а також законів України «Про пожежну безпеку», «Про основні засади державного нагляду (контролю) у сфері господарської діяльності», «Про дозвільну систему у сфері господарської діяльності» та нормативно-правових актів, прийнятих на їх виконання. Базовим джерелом усіх цих документів є Конституція України.

Основним нормативним документом, що регулює захист мешканців багатоквартирного будинку в Україні, є Закон України «Про особливості здійснення права власності у багатоквартирному будинку» №417-VIII (редакція від 2023 року). Він визначає права та обов'язки співвласників, порядок утримання, управління та забезпечення безпеки будинку.

До початку монтажу колон майстер зобов'язаний отримати затверджену проектну документацію з організації будівництва та виконання робіт. Проведення будівельно-монтажних операцій без такої документації є неприпустимим.

Проектні рішення з охорони праці повинні бути чітко визначені та відповідати реальним умовам виробництва. У спеціальному розділі проекту виконання робіт (ППР) мають бути відображені ключові вимоги правил техніки безпеки та заходи щодо їх практичного забезпечення.

Ці заходи включають як технічні рішення, так і організаційні дії, спрямовані на безпечне виконання робіт та належне санітарно-гігієнічне обслуговування працівників.

Основні положення ППР:

Розміщення огорожі та механізмів: визначення місць тимчасових огорож, кранів, ліній електропередач, доріг, проходів і побутових приміщень.

Складування матеріалів: організація зон для конструкцій і матеріалів. Небезпечні зони: встановлення меж та їх позначення. Електропостачання та освітлення: схеми живлення й освітлення майданчика з зазначенням типів світильників і місць їх монтажу. Безпечні проходи: організація шляхів доступу та способів підйому на поверхи. Вантажопідйомні операції: визначення безпечної послідовності виконання. Небезпечні роботи: перелік робіт, що потребують наряду-допуску. Розбирання опалубки: порядок демонтажу. Організація робочих місць: облаштування зон для монтажників. Монтажні механізми: визначення зон їх дії. Методи безпечної роботи: технологічна послідовність монтажу, тимчасове кріплення елементів, протипожежні заходи, санітарно-побутові приміщення, а також заходи зі зниження шуму та вібрації

3.2 Охорона праці при виконанні робіт на висоті

Для запобігання падінню працівників з висоти у проекті виконання робіт (ППР) необхідно передбачити мінімізацію обсягів операцій, що виконуються верхолазами.

З метою уникнення падіння виробів і матеріалів при їх переміщенні кранами ППР має містити такі заходи:

- використання тари для транспортування штучних і сипучих матеріалів;
- застосування вантажозахватних пристосувань;
- використання засобів для стійкого складування конструктивних елементів;
- організація способів видалення відходів і будівельного сміття;
- встановлення захисних перекриттів або козирків при виконанні робіт по одній вертикалі.

На будівельному майданчику всі працівники повинні перебувати у захисних касках, а у визначених місцях мають бути встановлені відповідні знаки безпеки.

Скорочення верхолазних робіт

Безпека

Зменшити кількість операцій, що виконуються на висоті. Планувати монтаж так, щоб мінімізувати ручні роботи верхолазів. Використовувати механізовані методи підйому. Безпечне переміщення матеріалів. Обов'язково, запобігати падінню виробів і матеріалів при роботі кранів. Використовувати спеціальну тару для сипучих і штучних матеріалів, застосовувати вантажозахватні пристрої, передбачити стійке складування конструкцій.

Організація утилізації відходів, забезпечити безпечне видалення сміття та відходів. Встановити контейнери для сміття, організувати регулярне вивезення відходів, захисні перекриття, захистити працівників при роботі по одній вертикалі, встановити козирки або перекриття над робочими зонами, перевіряти їх надійність перед початком робіт, засоби індивідуального захисту

Обов'язково, забезпечити працівників касками та контролювати їх використання, видавати каски всім працівникам, встановити знаки безпеки у визначених місцях. Виконання робіт на висоті супроводжується підвищеними ризиками, що можуть спричинити надзвичайні ситуації. Тому всі працівники повинні бути ознайомлені з потенційними небезпеками та мати чіткі інструкції щодо дій у разі їх виникнення

3.3 Мікроклімат робочої зони

На параметри мікроклімату виробничої зони впливають такі показники:

- Температура повітря;
- Відносна вологість;
- Швидкість руху повітря;
- Інтенсивність теплового випромінювання.

Чинним нормативним документом, що регламентує мікроклімат виробничого середовища, є ДСТУ-Н Б А.3.2.1:2007 «Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних

матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва» .

Сучасні заводи з виробництва сухих будівельних сумішей характеризуються високим рівнем автоматизації та механізації. Згідно з вимогами ДСТУ-Н Б А.3.2.1:2007, роботи на таких підприємствах належать до категорії середньої тяжкості класу Па, з інтенсивністю енерговитрат 151–200 ккал/год (175–232 Вт).

3.4 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Основні типи надзвичайних ситуацій передбачають пожежа обладнання чи матеріалів може виникнути через несправність електрообладнання, коротке замикання або використання горючих матеріалів у небезпечних зонах. Пожежа становить особливу загрозу для життя працівників на висоті, де доступ до засобів пожежогасіння обмежений. Пошкодження ізоляції електрообладнання призводить до появи небезпечних явищ — напруги дотику та крокової напруги. Ураження електричним струмом становить безпосередню загрозу життю працівників, особливо тих, хто працює у зоні ризику на висоті. Таким чином, у ППР необхідно передбачати заходи, що мінімізують ризики виникнення пожеж та електротравм, а також забезпечують працівників чіткими інструкціями дій у надзвичайних ситуаціях.

Роботи на висоті супроводжуються ризиками, що можуть спричинити надзвичайні ситуації. Тому працівники повинні бути ознайомлені з потенційними небезпеками та мати чіткі інструкції щодо дій у разі їх виникнення.

Основні види надзвичайних ситуацій це обвал конструкцій, пошкодження або руйнування стін, перекриттів, риштувань чи настилів може статися через конструктивні дефекти або неправильну експлуатацію. Природні фактори, сильний вітер, дощ, снігопад чи гроза значно підвищують небезпеку падіння та втрати контролю над інструментами чи матеріалами.

Порядок дій у надзвичайних ситуаціях:

Огородження небезпечної зони Негайно організувати обмеження доступу сторонніх осіб та зберегти обстановку для розслідування, якщо це не загрожує життю працівників.

Ліквідація пожежі Використати вогнегасники чи пожежні крани. Якщо пожежу неможливо ліквідувати власними силами — викликати пожежну службу.

Повідомлення керівництва Негайно інформувати керівника робіт для організації подальших дій та координації.

Дії у разі нещасного випадку

Звільнення потерпілого При ураженні електричним струмом слід терміново відключити джерело живлення або використати ізольовані інструменти для відведення потерпілого від джерела струму.

Таким чином, ППР має забезпечувати не лише технічні та організаційні заходи, а й чіткий алгоритм дій у разі надзвичайних ситуацій, що гарантує безпеку працівників та мінімізацію наслідків.

У випадку виникнення нещасного випадку на робочому місці необхідно діяти швидко та послідовно, щоб мінімізувати наслідки для потерпілого.

Основні заходи:

Переміщення потерпілого якщо це не створює додаткової загрози, потерпілого слід перенести на безпечну відстань від небезпечного об'єкта, щоб запобігти повторним травмам.

Надання першої допомоги Після оцінки стану потерпілого необхідно надати домедичну допомогу: зупинити кровотечу, провести реанімаційні заходи у разі потреби. У тяжких випадках слід викликати екстрену медичну допомогу.

Виконання вказівок керівника Керівник робіт відповідає за організацію ліквідації наслідків аварійної ситуації. Працівники повинні безумовно дотримуватися його інструкцій для забезпечення координації та безпеки.

Таким чином, алгоритм дій у разі нещасного випадку поєднує технічні та організаційні заходи, спрямовані на захист життя і здоров'я працівників.

Висновки до розділу 3

1. Ознайомлення з вимогами охорони праці Працівники повинні бути поінформовані про правила безпечного виконання робіт на висоті, включно з використанням засобів індивідуального захисту, проведенням інструктажів та регулярними перевітками знань. Це забезпечує належний рівень безпеки та знижує ризик травматизму.

2. Ознайомлення з вимогами безпеки в надзвичайних ситуаціях Працівники повинні знати порядок реагування на аварійні ситуації, включно з діями при пожежах, обвалах чи електротравмах. Особливу увагу слід приділяти правилам надання першої медичної допомоги у випадку нещасних випадків.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В ході виконання кваліфікаційної роботи було спроектовано та розроблено проект житлового будинку на дев'ять поверхів з дослідженням залізобетонних конструкцій до впливу надлишкового навантаження на їх стійкість.

1. В «Архітектурно-будівельному розділі» розроблено основні архітектурні рішення будівлі з урахуванням всіх сучасних нормативних вимог.

2. Проведено детальний аналіз району та ділянки забудови з урахуванням кліматичних, інженерно-геологічних та гідрологічних умов, розроблено генеральний план.

3. Обґрунтовано конструктивні та опоряджувальні заходи щодо використання матеріалів, які відповідають стандартам якості та технічним характеристикам.

4. Визначено навантаження на фундамент, проведено розрахунки для фундаменту мілкого закладання та пальового фундаменту.

У розділі «Охорона праці та техніка безпеки в надзвичайних ситуаціях» розроблено заходи щодо дотримання та виконання вимог нормативних документів техніки безпеки при будівництві. Розроблено заходи по захисту населення в надзвичайних ситуаціях.

БІБЛІОГРАФІЯ

- 1.ДБН В.2.5-64:2012 – «Ізоляція будівель і споруд від вологи» – Київ: Мінрегіобуд України, 2019 -12с
2. ПЛАНУВАННЯ ТА ЗАБУДОВА ТЕРИТОРІЙ ДБН Б.2.2-. – Київ: Мінрегіобуд України, 2019 -12с
- 3.ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. – Київ: Мінрегіобуд України, 2020. – 72 с.
- 4.ДСТУ-Н Б.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – Київ: Мінрегіобуд України, 2011. – 127 с.
- 5.ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. – Київ: Мінрегіобуд України, 2014. – 118 с.
- 6.ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій. – Київ: Мінрегіобуд України, 2019. – 185 с.
- 7.ДСТУ Б В.2.7-80:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови. – Київ: Мінрегіобуд України, 2009. – 27 с.
- 8.ДСТУ Б В.2.6-66:2008 Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні для житлових і промислових будівель. Технічні умови. – Київ: Мінрегіобуд України, 2009. – 49 с.
- 9.Дослідження фундаментів будівель та споруд / І. М. Підгурський, М. О. Ткачук // Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 25 – 26 листопада 2020 року — Т. : ТНТУ, 2020 — С. 113.
- 10.ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Київ: Мінрегіобуд України, 2018. – 42 с.
- 11.ДСТУ Б В.2.6-109:2010 Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови (ГОСТ 13580-85, MOD). – Київ: Мінрегіобуд України, 2011. – 52 с.

12.ДСТУ Б В.2.6-108:2010 Конструкції будинків і споруд. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови (ГОСТ 13579-78, MOD). – Київ: Мінрегіобуд України, 2011. – 27 с.

13.ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. – Київ: Мінрегіобуд України, 2009. – 74 с.

14.ДБН В.1.2-11:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Енергозбереження та енергоефективність. – Київ: Мінрегіобуд України, 2022. – 21 с.

15.ДСТУ 9191:2022 Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. – Київ: Мінрегіобуд України, 2023. – 63 с.

16.Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Каспрук В.Б.- Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.

17. Дослідження впливу наповнювачів на фізичні властивості бетону Брик І. А. Каспрук В.Б. Актуальні задачі сучасних технологій Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів 11-12 грудня 2024 року с.147 Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.

18.ДСТУ Б В.2.7-145:2008 – «Матеріали гідроізоляційні. Загальні технічні умови» – Київ: Мінрегіобуд України, 2011. – 52 с.

19.ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Київ: Мінрегіобуд України, 2018. – 42 с.

20.ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). – Київ: Мінрегіобуд України, 2012. – 117 с.

21. Механізм відведення повітря з водопроводів Височан Н.М, Каспрук В.Б Актуальні задачі сучасних технологій. Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів 11-12 грудня 2024 року С.146

22.Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної

(дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.

23. Каспрук В.Б. Брик І. Дослідження впливу наповнювачів на фізичні властивості бетону. АКТУАЛЬНІ ЗАДАЧІ СУЧАСНИХ ТЕХНОЛОГІЙ Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів 11-12 грудня 2024 року