

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ

 Лапенко

" 9 " 06 2022 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

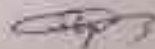
ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ
"БАКАЛАВР"

Тема: Реконструкція житлового будинку в м. Буча Київської області

Виконав: Бойчук Ярослав Ігорович

Керівник: д.т.н., професор Степанчук Олександр Васильович

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):




Родченко О.В.

Київ 2022

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

 Даленко О.І.
" 13 " квітня 2022 р.

**ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ**

Студенту Бойчуку Ярославу Ігоровичу

Курс четвертий група 405

Спеціальність Промислове і цивільне

будівництво

Шифр 192

1. Тема проекту Реконструкція житлового будинку в м. Буча Київської області

Тему проекту затверджено наказом ректора університету

від " 13 " квітня 2022 р. за № 349/ст

2. Вихідні дані до проекту

2.1. Характеристику будинку

2.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

Будівля житлова

2.1.2. Матеріал головних конструкцій залізобетон, бетон С20/25, арматура А240С, А400С,5, цегла, скло,

2.1.3 Інші загальні дані

2.2. Навантаження Згідно ДБН В. 1.2-2:2006. «Навантаження і впливи» постійні та тимчасові навантаження (короткочасні та тривалі)

2.3. Район будівництва м. Буча

2.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 2.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , т/м ³	Щільність γ_s , т/м ³	Природна вологість ґрунту W , %	Глибина залягання подошви шару
ІГЕ-1	Ґрунто-рослинний шар	-	-	-	-
ІГЕ-3	Суглинки жовто-бури	1,76	2,0	20	-
ІГЕ-4	Пісок дрібний	1,96	1,68	9	-

Ґрунтові води на відмітці 2,5-4,2 м.

Особливі умови Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 1,0 м.

2.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика Рельєф ділянки спокійний з ухилом в південно-східному напрямку.

2.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування пісок – з кар'єру (6 км), щебень (гравій), цемент – з заводу (10 км), металоконструкції – з заводу. Транспортування – вантажним спецавтотранспортом.

2.7. Строки будівництва згідно календарного графіка

2.8. Додаткові данні _____

3. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

3.1. Вступ Загальні характеристики будівлі та її необхідність і актуальність будівництва

3.2. Аналітичний огляд Актуальність будівництва з урахуванням сучасних вимог до монолітного будівництва

3.3. Архітектурний розділ Об'ємно-планувальне рішення будівлі, конструктивна форма, архітектурно-конструктивне рішення, експлікація приміщень, основні будівельні конструкції

Обсяг графічного матеріалу 3 листи

3.4. Розрахунково-конструктивний розділ розділ містить креслення елементів будинку та розрахунково-конструктивну частину: залізобетонна плита перекриття, залізобетонна колона, залізобетонна балка

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.5. Основи і фундаменти Розрахунок фундаментів стрічкових

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.6. Технологія будівництва (ремонту) Технологія виробництва основних видів будівельно-монтажних робіт

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4. Додатки Ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- Архітектурна частина Степанчук О.В.
 - Розрахунково-конструктивна частина Степанчук О.В.
 - Технологія будівництва (ремонту) Степанчук О.В.
- Дата видачі завдання “ ” 2022 р., термін з кінчення дипломного проекту і надання його до захисту “ ” 2022 р.

Керівник дипломного проекту _____
/ Степанчук О.В.

Завдання до виконання прийняв _____ 2022 р.

Студент 

/ Бойчук Ярослав Ігорович

Зміст

Вступ	
1. Аналітичний огляд	
2. Архітектурно-будівельний розділ.....	
2.1 Характеристика району забудови	
2.2 Основні рішення генерального плану та організація рельєфу	
2.3 Інженерно-геологічні та кліматичні умови ділянки.....	
2.4 Основні архітектурно-планувальні і конструктивні рішення.....	
3. Розрахунково-конструктивний розділ	
3.1 Розрахунок трикутної металодерев'яної брусчатої ферми.....	
3.1.2 Розрахунок кровельного щита.....	
3.1.3 Розрахунок прогонів підвісної стелі.....	
3.1.4 Розрахунок ферми.....	
3.2 Розрахунок попередньо-напруженої панелі перекриття	
3.2.1 Розрахункові дані.....	
3.2.2 Визначення навантажень та зусиль.....	
3.2.3 Розрахунок панелі за граничними станами 2-ої групи.....	
3.3 Розрахунок простінку на можливість надбудови.....	
4. Основи та фундаменти	
4.1 Перевірка основаній існуючого будинку на дію додаткових навантажень від надбудови.....	
4.2 Збір навантаження на фундамент.....	
4.3 Перевірка фундаменту торцевої стіни.....	
5. Технологія будівництва	
5.1 Демонтаж конструкцій.....	
5.2 Земляні роботи.....	
5.3 Бетонні роботи.....	
5.4 Оздоблювальні роботи.....	
5.5. Сантехнічні роботи.....	
5.6 Улаштування вентилярованої оздоблювально-фасадної системи..	

5.6.1 Конструктивно-технологічна структура стіни.....

5.6.2 Обличкування.....

Список використаної літератури

Вступ

Основним напрямом сучасного будівництва є технічний прогрес в будівельній індустрії України.

Реконструкція будинків та споруд-це їх переобладнання з ціллю часткової чи повної зміни функціонального призначення, встановлення нового ефективного обладнання, покращення забудови територій.

Реконструкція повинна носити комплексний характер, враховувати перспективу розвитку міста.

Технологія і організація будівельного виробництва при реконструкції будинків і споруд мають ряд особливостей у порівнянні з новим будівництвом. При реконструкції будинків і споруд мають ряд особливостей в порівнянні з новим будівництвом. При реконструкції більш актуальними стають питання різноманітності і дрібнооб'ємності виконуваних робіт; виконуються роботи, які не притаманні новому будівництву: руйнування й демонтаж конструкцій, їх підсилення, заміна окремих конструктивних елементів, тощо.

При реконструкції житлових, соціальних і промислових будинків, роботи завжди ведуться в стиснених умовах, що дуже впливає на загальну організацію і технологію будівництва. В процесі реконструкції виникають багато проблемних питань, які можуть бути не передбачені проектом, але їх необхідно терміново вирішувати на будівельному майданчику. При реконструкції діючих підприємств виробництво будівельно-монтажних робіт притаманні особливості, обумовлені тим, що роботи можуть провадитися при суміщенні в часі і просторі з технологічною діяльністю підприємства.

Будівельні роботи при реконструкції повинні виконуватися в умовах існуючого генерального плану, як житлового, так і промислового комплексів. Перераховані особливості ускладнює організацію і технологію виконання будівельних робіт, перешкоджає застосування оптимальних комплексів засобів механізації і створює необхідність особливих вимог, щодо охорони праці і захисту навколишнього середовища.

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Актуальність реконструкції цегляних та монолітних будівель посилилася і у зв'язку з введенням з 2000 року нових вимог по теплозбереженню захисних конструкцій будівель. Підняти опір теплопередачі зовнішніх стін шляхом збільшення товщини тієї ж кам'яної кладки економічно не ефективно, особливо при багатопверховому будівництві.

На допомогу прийшли системи зовнішнього утеплення фасадів ефективними утеплювачами типу пінополістирола і мінеральної вати, які оптимально вписуються в конструктивну схему монолітного житлового будівництва.

Комплексний процес реконструкції будівель з покращенням теплотехнічних характеристик зовнішніх огорожуючих конструкцій складається із заготівельних і будівельних робіт.

Організація робіт повинна передбачати максимальну сумісність робіт за часом і потоковість на базі комплексної механізації усіх робіт.

2. Архітектурно-будівельний розділ

2.1 Характеристика району забудови

Ділянка розташована в місті Буча в зоні 5-ти поверхової забудови періоду 50-60 років. Структура забудови - мікрорайонна.

Рельєф спокійний з ухилом в південно-східному напрямку.

Ділянка насичена інженерними мережами.

Зелені насадження представлені різними породами дерев та кущів. Частково культивуються газони.

2.2 Основні рішення генерального плану та організація рельєфу

Забудова ділянки вирішується як частина сельбищної території, що склалася. Об'єкт проектування являє собою реконструкцію існуючого будинку гуртожитку під житловий будинок.

Організація під'їздів ґрунтується на використанні існуючих і відповідає вимогам ДАІ що до нормативних відступів, ширини заїзду-виїзду та мінімальних радіусів повороту.

В дворовій частині передбачається комплексне опорядження території, благоустрій. Благоустрій включає організацію пішохідних тротуарів, майданчиків для відпочинку дорослих, дитячого, спортивного та господарського майданчик. До складу благоустрою включено озеленення території.

Будівництво передбачено вести з максимальним збереженням зелених насаджень та відновлення їх після завершення робіт.

Концепція озеленення враховує значні площі підземних споруд, які обмежують використання рослин з розвинутою кореневою системою. При розробці генерального плану прийняті рішення що сприяють поліпшенню експлуатації об'єкту і забезпечують умови пожежної безпеки. Проїзди запроектовано з врахуванням можливості кільцевого об'їзду, та проїзду пожежних машин. Комплекс запроектовано з урахуванням вимог санітарії та гігієни.

Проектний рельєф території комплексу передбачено в рівні прилеглої забудови із збереженням позначок висоти існуючих проїздів. Відвід поверхневого стоку здійснюється по лотках проїздів в злизову каналізацію із збереженням існуючої системи відведення.

2.3 Інженерно-геологічні та кліматичні умови ділянки

Рельєф майданчика спокійний, похилий в східному напрямку.

По складності інженерно-геологічних умов згідно ДБН додаток 10 , майданчик відноситься до II (середньої) категорії.

В геологічній будові ділянки приймають участь рослинний шар та глини.

Грунтові води зустрінуті на глибинах 2,5-4,2 м за абсолютними позначками 153,50-153,84 м. Вода не агресивна по відношенню до бетону. Розрахункові значення показників фізико-механічних властивостей ґрунтів:

$$\rho=1,82\text{г/см}^3; \quad C=56\text{Кпа}; \quad E=21,0\text{Мпа} \quad \varphi =19^\circ$$

Кліматичний район - II в

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря - мінус 22°C Снігове навантаження згідно ДБН В.1.1-2:2006 [1] для II району – 700 Па (70 кгс/м²)

Швидкісний напір вітру на висоті 10м над поверхнею землі для II району згідно [1] – 300Па (30кгс/м²)

Глибина промерзання ґрунту згідно ДБН [2]-0,9м

2.4 Основні архітектурно-планувальні і конструктивні рішення

Існуюча будівля гуртожитку, яка пропонується для реконструкції під житловий будинок, являє собою п'ятиповерховий будинок з цокольним поверхом прямокутної форми в плані розмірами в вісях 77,26x14,76 м з зовнішніми цегляними стінами товщиною 510мм з неповним залізобетонним каркасом.

Перекриття виконані із збірних залізобетонних плит типу ПК та ПТК по серії ИИ-03-02. Колони -розміром- 300x240 мм по серії ИИ-03-02.

Прогони ПТ32 розміром 120x400 (п) мм по серії ИИ-03-02.

Фундаменти стрічкового типу із збірних залізобетонних подушок та блоків стін підвалів.

Сходу- із збірних залізобетонних елементів.

Існуючі перегородки з гіпсових плит товщиною 80 мм, а перегородки в вологих приміщеннях і цокольного поверху з шлакоблоків товщиною 90мм.

Конструкція горищної покрівлі - дерев'яні крокви і обрешетування з покриттям асбестоцементними хвилястими листами.

За основу архітектурно-планувальної схеми прийнято забудову коридору житловими кімнатами з обох сторін. Висота поверху від підлоги до підлоги-2,8 м. Житлова кімната прийнята на 4 чоловіка. Між поверхами –сходові марші шириною 1,05 м.

В межах сходової клітини передбачені додаткові виходи з гуртожитку на вулицю, вхід у підвал. Зі сторони двору запроектовано протипожежні металеві сходи. У підвалі розташована бойлерна, насосна, котельня.

На першому поверсі знаходяться хол з роздягальнею, учбові кімнати, комори чистої та брудної білизни, особистих речей; Кімната персоналу, кімната адміністрації, душ жіночий та чоловічий з роздягальнями; кімната побутового обслуговування, пральня, туалети, житлові кімнати, підсобні приміщення.

З 2-го по 5-тий поверх розташовані житлові кімнати, кухні-кубові, санітарні вузли, умивальні.

На третьому поверсі розташовані житлові кімнати для сімейних студентів. В гуртожитку пізніше зі сторони головного фасаду було зроблено другий вхід. Фундаменти під стіни стрічкові, бутобетоні, під внутрішні опори збірні залізо-бетонні подушки та блоки стін підвалів. Фундаменти розроблено для умовного опору ґрунта 200кПа під подошвою фундаментів незалежно від глибини закладання та ширини подошви фундаменту, для горизонтального рельєфу, при рівні ґрунтових вод нижче подошви фундаментів. Глибина закладання фундаментів в безпідвальной частині умовно прийнята на 1,5 м нижче тротуара.

Стіни підвалу зовнішні та внутрішні, які торкаються ґрунта, запроектовані бутобетонні (камінь марки 200 та бетон марки 75). Інші внутрішні стіни зі звичайної цегли пластичного пресування.

Зовнішні стіни запроектовані у двох варіантах. Стіни виконані з пустотілої цегли товщиною 510 мм на важкому розчині для розрахункових зимових температур 20-40°C (з внутрішньої сторони волога штукатурка-2 см). Другий варіант зі звичайної цегли пластичного пресування на важкому розчині (з внутрішньої сторони гіпсотирсові плити утеплювача товщиною 5см).

Цоколь виконується з закладних залізобетонних деталей.

Внутрішні стіни запроектовані з глиняної звичайної цегли. Перекриття виконані із збірних з/б плит та панелей в трьох варіантах. Головним варіантом є переkritтя зі збірних

залізобетонних ребристих плит та плоских плит з легкого бетону. Другим та третім варіантом є перекриття зі збірних залізобетонних плит з пустотами та плоских з легкого бетону.

Шви між плитами перекриттів та місця примикання плит до стін заливаються цементним розчином марки 100.

Проектом реконструкції передбачається переобладнання існуючої будівлі під житловий будинок секційного типу на 84 квартири з виходами із кожної секції на сходову клітку, яка має вихід безпосередньо на зовні .

Також передбачається надбудова одного поверху.

За проектом має відбутися повне перепланування з улаштуванням на 1-6 поверхах ізольованих квартир.

В існуючому приміщенні бойлерної передбачено розташування теплового вузла з окремим входом безпосередньо на двір.

В житловій частині будівлі с першого по шостий поверхи розташовуються 84 квартири:

- однокімнатні - 24 шт;
- двокімнатні - 15 шт;
- трикімнатні - 34 шт;

Квартири обладнуються ванними кімнатами, санітарними вузлами. Однокімнатні квартири мають суміщені санвузли.

Реконструкцією передбачається влаштування в кожній квартирі з першого по шостий поверх з центральної частини головного фасаду прибудованих застаканих лоджій з цегляними стінами і перекриттям із збірних залізобетонних плит.

Для утеплення зовнішніх стін будинку проектом передбачається влаштування облицювання з зовнішньої сторони пінобетоном $\rho=200\text{кг/м}^3$

Дерев'яні конструкції даху замінюються металодерев'яною фермою з умови її легкості та міцності.

Дерев'яні конструкції даху (крокви, обрешітка) мають бути оброблені вогнезахисними сумішами. Ці роботи повинні виконувати спеціалізовані організації, які мають сертифікат відповідності УкрСЕПРО.

Вхідні двері квартир передбачаються металевими протиударними з межею вогнетривкості не менше 0,6 години, які повинні мати сертифікат відповідності УкрСЕПРО.

На вікнах, балконах та лоджіях першого поверху передбачаються металеві декоративно-захисні ґрати.

Конструктивні рішення в проекті стосуються, в основному, прибудов лоджій та балконів.

Несучими елементами лоджій являються цегляні пілони довжиною 1570 мм, товщиною 380мм, які спираються на стрічкові бетонні фундаменти з блоків і плитами в основі, шириною 1,2м.

Величина заглиблення фундаментів дорівнює відмітці подошви існуючих фундаментів будівлі.

Перекрыття лоджій передбачено панелями зі сводчатими пустотами, шириною 1,2м, довжиною 6,3 та 6,9м. Конструкції лоджій кріпляться до стін будинку за допомогою шарнірних з'єднань.

Плити міжповерхового перекрыття виконані з легкого бетону у вигляді панелі з овальними пустотами розміром на кімнату. Конструкція підлоги акустично однорідна.

Зі сторони дворового фасаду влаштовуються виносні ліфти та сміттєпроводи, які монтуються лебідками при перекрытій шахті та готовому машинному відділенні. Технологічна послідовність виконання монтажних робіт залежить від багатьох факторів , у тому числі , від типу та конструктивних особливостей ліфта , від стану поставок ліфтового обладнання , ступіня готовності будівельної частини об'єкту . Технологічну послідовність монтажу визначає метод монтажу ліфта.

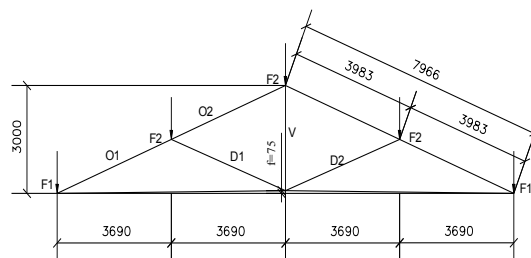
3.Розрахунково-конструктивний розділ

3.1.Розрахунок трикутної металодерев'яної брусчатої ферми з підвісною стелею.

Влаштування кровлі з асбестоцементних листів звичайного профілю. Утеплювач підвісної стелі з двох шарів мінераловатних плит товщиною 5см, $\rho=1.5\text{кН/м}^3$. Матеріал конструкції- сосна 2-го сорту вологістю до 20%, $R_u, R_c=13\text{кН}$. Металеві вироби з сталі ВСт3пс2-1.

За несучу конструкцію приймаємо трикутну ферму з металевим нижнім поясом. Висота ферми $h=1/5$ прольоту=3м.

Уклон верхнього поясу ферми : $\alpha = 22^\circ$, $\text{tg } \alpha = 0,41$, $\text{cos } \alpha = 0,93$, $\text{sin } \alpha = 0,375$.



Мал.1 Розрахункова схема ферми

Рис.3.1.Розрахункова схема ферми.

Крок ферми 3,2 та 3,4 м. Розрахунок ведемо для кроку 3,2м.

Просторова жорсткість покриття забезпечується жорсткими кровельними щитами покриття та вертикальними зв'язями, які попарно зв'язують кожен пару ферм.

3.1.2 Розрахунок кровельного щита

Використовуємо жорсткі кровельні щити, які використовуються також і для просторового кріплення верхнього сжатого поясу ферми.

Щит проектуємо з 4-х прогонів перерізом 5×10 см, які виконують функцію обрешітки під кровлю та з'єднуються цвяхами з елементами решітки. Довжина щита=3,2м. Відстань між прогонами 50см. Прогони щита розраховуються на косий вигін в площині перпендикулярній до скату як розрізна балка з розрахунковим прогоном $l=320-2 \cdot 10/2=310$ см (10см- довжина кожної з опорних поверхонь прогону на верхньому поясі ферми), в площині ската-як нерозрізна двохпролітна балка $l= l/2=310/2=155$ см.

Підрахунок навантаження приведений в таблиці

Нормативне навантаження на 1 м прогону обрешітки при відстані між прогонами 0,5м : $q^n = q \cdot 0,5 = 0,935 \cdot 0,5 = 0,47$ кН/м,

Розрахункове навантаження: $q = 1,394 \cdot 0,5 = 0,697$ кН/м.

Складові навантаження:

$$q_y^n = q^n \cdot \cos \alpha = 0,47 \cdot 0,93 = 0,43 \text{ кН/м.}$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha = 0,697 \cdot 0,93 = 0,63 \text{ кН/м.}$$

$$q_x^n = q^n \cdot \sin \alpha = 0,47 \cdot 0,375 = 0,19 \text{ кН/м.}$$

$$q_x = q \cdot \sin \alpha = 0,697 \cdot 0,375 = 0,28 \text{ кН/м.}$$

Перевіряю міцність при двох схемах завантаження:

1. Від дії власної ваги та снігу

$$M_x = \frac{q_y l_x^2}{8} = \frac{0,63 \cdot 3,1^2}{8} = 0,757 \text{ кН/м};$$

$$M_y = \frac{q_x l_y^2}{8} = \frac{0,28 \cdot 1,55^2}{8} = 0,0841 \text{ кН/м}.$$

Моменти опору та інерції:

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{5 \cdot 10^2}{6} = 83,3 \text{ см}^3; \quad I_y = 5^3 \cdot 10 / 12 = 104 \text{ см}^4;$$

$$W_y = \frac{b^2 h}{6} = \frac{5^2 \cdot 10}{6} = 41,6 \text{ см}^3; \quad I_x = 5 \cdot 10^3 / 12 = 416 \text{ см}^4;$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{0,757 \cdot 10^2}{83,3} + \frac{0,0841 \cdot 10^2}{41,6} = 1,111 \text{ кН/см}^2 = 11,11 \text{ МПа} \approx R_y = 13 \text{ МПа}.$$

Напруження :

Перевіряю жорсткість прогону в площині перпендикулярній до скату:

2. Від дії власної ваги та зосередженого навантаження $F=1 \text{ кН}$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y l_x^3}{EI_x} = \frac{5 \cdot 0,43 \cdot 10^{-2} \cdot 310^3}{384 \cdot 10^5 \cdot 416} = \frac{1}{249} < \frac{1}{200} \text{ з коефіцієнтом}$$

навантаженням $\gamma_f=1,2$ в площині x :

Сумарний вигинаючий момент:

Момент від дії власної

$$M_{x,q} = \frac{q_{const} l_x^2}{8} \cos \alpha = \frac{0,274 \cdot 3,1^2}{2 \cdot 8} \cdot 0,93 = 0,150 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ ваги в площині } y:$$

$$M_{x,F} = \frac{1,2 F l_x}{4} \cos \alpha = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 3/1}{4} \cdot 0,93 = 0,846 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_x = M_{x,q} + M_{x,F} = 0,150 + 0,846 = 0,996 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{y,q} = \frac{q_{const} l_y^2}{8} \sin \alpha = \frac{0,274 \cdot 1,55^2}{8} \cdot 0,375 = 0,033 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напруження:

де 1,2-коефіцієнт, що враховує тимчасовість дії монтажного навантаження.

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{0,996 \cdot 10^2}{83,3} + \frac{0,033 \cdot 10^2}{41,6} = 1,28 \text{ кН/см}^2 = 12,8 \text{ МПа} \approx 1,2 R_y = 1,2 \cdot 13 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Таблиця 3.1 Навантаження на 1 м² горизонтальної проекції покриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне: -асбестоцементні хвилясті листи ($q_n/\cos \alpha = 0,15/0,91$)	0,16	1,2	0,192
-прогони перерізом 5 × 10 см ($0,05 \cdot 0,1 \cdot 2 \cdot 5$)	0,05	1,1	0,055
-решітка щита (50% ваги прогонів)	0,025	1,1	0,027
Разом	0,235	-	0,274
Тимчасове снігове ($0,7 \cdot 1$)	0,7	1,6	1,12
Разом	0,935	-	1,394

Розрахунок кріплення елементів щита

Обрешітка разом з решіткою утворює в площині ската ферму, яка передає на основну несучу конструкцію (ферму) скатну складову навантаження.

Скатна складова від власної ваги та снігового навантаження на весь щит:

$$Q_x = q_x^n \cdot n_{purl} = 0,19 \cdot 4 \cdot 3,1 = 2,356 \text{кН};$$

n_{purl} - число обрешетін=4.

Частина цього навантаження $\sim 3/4$ щита передається безпосередньо від прогонів на крайні стойки. Решта передається через розкоси на упорні бобишки.

Зусилля на одну бобишку:

$$Q = \frac{0,75 Q_x}{2} = \frac{0,75 \cdot 2,356}{2} = 0,88 \text{кН}.$$

Бобишку до стойки кріпимо цвяхами 4×100 мм.

Необхідна кількість цвяхів:
$$n \frac{Q}{T_{nail}} = \frac{0,884}{0,64} = 1,38;$$

T_{nail} -несуча здатність однозрізного цвяха

Приймаємо 2 цвяхи.
$$T_{nail} = 4d_{nail}^2 = 4 \cdot 0,4^2 = 0,64 \text{кН}.$$

Щит через крайні стойки кріпимо до верхнього поясу ферми цвяхами 4×120 мм. Через ці цвяхи скатна складова від щита передається на пояс.

Необхідна кількість цвяхів:
$$n_{nail} \frac{Q_x}{2T_{nail}} = \frac{2,356}{2 \cdot 0,64} = 1,84 \text{шт}.$$

Ставимо 2 цвяхи.

В кожне перехрещення елемента решітки з прогоном ставимо по одному цвяху 4×100 мм.

3.1.3 Розрахунок прогонів підвісної стелі

Підвісна стеля складається з головних прогонів прольотом 3,2м, підвішених до вузлів верхнього поясу ферми на відстані 3,69м один від одного ; допоміжних прогонів прольотів 3,69м, розташованих через 1м та щитів , що спираються на черепні бруски та прибиті до допоміжних прогонів.

Підрахунок навантажень зводимо в таблицю

Таблиця 3.2 Навантаження на 1м^2 підвісної стелі

	Нормативне	Коефіцієнт	Розрахунок

Вид навантаження	навантаження, кН/м ²	надійності за навантаженням γ_f	ове навантаження, кН/м ²
Постійне від ваги: -вапняно-пісчаної кірки(0,01*6)	0,16	1,3	0,21
-мінераловатної напівжорсткої плити(0,1*1,5)	0,15	1,2	0,18
-пароізоляції(толь)	0,02	1,3	0,03
-щитів накату(0,05*5)	0,25	1,1	0,27
-штукатурки(0,02*16)	0,32	1,3	0,42
-допоміжних прогонів(0,08*0,15*5)	0,06	1,1	0,07
-головних прогонів(0,2*0,15/3,68)	0,03	1,1	0,04
Тимчасове корисне	0,7	1,4	0,98
Разом:	1,69	-	2,2

Розрахунок допоміжного прогону

Допоміжні прогони стоять з кроком 1,1 м та підвішені до головних прогонів на зварних хомутах з полосової сталі перерізом 5×40 мм.

Розрахунковий проліт допоміжного прогону $l=369-(10+4)=355$ см, де

10см- ширина головного прогону,

4 см-ширина опорної площадки та дорівнює ширині хомути.

Вигинаючий момент: $M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2,2 \cdot 3,55^2}{8} = 3,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Приймаємо прогон перерізом $7,5 \times 15$ см.

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{7,5 \cdot 15^2}{6} = 281,3 \text{ см}^3;$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{7,5 \cdot 15^3}{12} = 2111 \text{ см}^4. \quad \text{Моменти опору та інерції:}$$

Напруження : Відносний прогин від нормативного навантаження:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{3,47 \cdot 10^2}{282} = 1,23 \text{ кН / см}^2 = 12,3 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n l^3}{EI_x} = \frac{5 \cdot 0,0169 \cdot 355^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 2111} = \frac{1}{215} < \frac{1}{200}$$

Зм'яття в місці спирання на хомут:

$$\sigma_{зм} = \frac{2,2 \cdot 3,69}{2 \cdot 4 \cdot 7,5} = 0,14 \text{ кН / см}^2 = 1,4 \text{ МПа} < R_{зм} = 3 \text{ МПа.}$$

Розрахунок головних прогонів

Навантаження на 1 м прогона:

-розрахункове $q = 2,2 \cdot 3,69 = 8,118$ кН/м;

-нормативне $q^n = 1,69 \cdot 3,69 = 6,24$ кН/м.

Приймаємо консольно-балочний прогін з прольотами

$$W_x = \frac{10 \cdot 20^2}{6} = 661 \text{ см}^3;$$

$$l = 3,2 \text{ м, перерізом } 10 \times 20 \text{ см з } I_x = \frac{10 \cdot 20^3}{12} = 6666 \text{ см}^4.$$

Довжина консолі $a = 0,15l = 0,15 \cdot 3,2 = 48$ см. шарніри розташовуємо попарно через проліт у вигляді косої прирубку.

Вигинаючий момент:

-всередній прольотах $M = 0,06375ql^2 = 0,06375 \cdot 8,118 \cdot 3,2^2 = 5,30$ кН · м;

- $M = 0,095ql^2 = 0,095 \cdot 8,118 \cdot 3,2^2 = 7,90$ кН · м. в крайньому прольоті

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{7,90 \cdot 10^2}{661} = 1,2 \text{ кН / см}^2 = 12 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа.}$$

Напруження:

Відносний прогин:

$$\frac{f}{l} = \frac{3,5}{384} \cdot \frac{q^n l^3}{EI_x} = \frac{3,5 \cdot 0,0624 \cdot 320^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 6666} = \frac{1}{358} < \frac{1}{200}$$

Розрахунок підвіски прогонів

Підвіску прогона у вузлах ферми виконуємо за допомогою хомутів, що складаються з круглих тяжей $d=16\text{мм}$, $A_n=1,44\text{см}^2$, що приварені до сталльної полоси перерізом 6×120 мм. Тиск на проміжну опору $V = 8,118 \cdot 3,2 = 26\text{кН}$.

Напруження в тяжі:
$$\sigma = \frac{26}{2 \cdot 1,44} \cdot 10 = 90,28\text{МПа} < 170 \cdot 0,685 = 144\text{МПа};$$

1,44-площа тяжа в місці нарізки;

170-розрахунковий опір тяжу;

0,85- коефіцієнт, що враховує натягнення тяжей.

Напруження зм'яття деревини в місці спирання прогону на хомут:

$$\sigma = \frac{26}{10 \cdot 12} \cdot 10 = 2,17\text{МПа} < R_{zm, \alpha=90} = 3\text{МПа}.$$

Кутники до яких приєднані тяжі-підвіски(арк.б) розраховуємо на вигин:

$$M = \frac{26 \cdot 16}{4} = 104\text{кН} \cdot \text{см}.$$

Потрібний момент опору:

$$W_x = \frac{104}{210} \cdot 10 = 4,9\text{см}^3.$$

Приймаю кутник $5 \times 63\text{мм}$. $W_x = \frac{23,1}{6,3-1,74} = 5,07\text{см}^3 > W_x = 4,9\text{см}^3$.

3.1.4 Розрахунок ферми

Висота ферми $h=1/5L=14760/5 \approx 3\text{м}$;

будівельний підйом $\approx 1/200$ прольоту; $f_{\text{const}}=75\text{мм}$.

Ферму розбиваємо на 4 панелі по нижньому поясу.

Довжина панелей верхнього поясу: $l_{o1} = l_{o2} = \sqrt{3690^2 + 1500^2} = 3985 \text{ мм}$,

Довжина розкосів:

Довжина стойки $l_V = 3000 - 75 = 2925 \text{ мм}$.

$$l_{D1} = l_{D2} = \sqrt{3985^2 + (1500 - 75)^2} = 4230 \text{ мм},$$

Власна вага ферми на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття орієнтовно:

$$q_{mn,tr}^n = \frac{q^n + s^n}{\frac{1000}{k_{nm}L} - 1}, \text{ де}$$

q^n - нормативне навантаження від покриття, кН/м^2 ;

s^n - вага снігового покриву;

k_{nm} - коефіцієнт власної ваги;

L - прольот ферми, м.

При $k_{nm} = 5$, $q^n = 0,24 \text{ кН/м}^2$, $s^n = 0,7 \text{ кН/м}^2$, нормативна власна вага:

Розрахункова вага:

$$q_{mn,tr}^n = \frac{0,99 + 0,24 + 0,7}{\frac{1000}{5 \cdot 14,76} - 1} = 0,15 \text{ кН / м}^2.$$

$$q_{nm,tr} = q_{mn,tr}^n \cdot \gamma_f = 0,15 \cdot 1,1 = 0,17 \text{ кН / м}^2.$$

Розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 покриття, кН/м^2 :

- від покрівлі - 0,274;

- від власної ваги ферми - 0,17;

- від підвісної стелі $(2,2 - 0,98) = 1,22$;

- сумарне - 1,66.

Розрахункове тимчасове та корисне навантаження, кН/м^2 :

- снігове - 1,12;

- корисне на підвісній стелі - 0,98;

- сумарне - 2,1.

Розрахункове навантаження на 1м ферми,кН/м:

-постійне $q=1,66 \cdot 3,2=5,31$;

-тимчасове та корисне $v=2,1 \cdot 3,2=6,72$.

Розрахункове навантаження на вузли ферми,кН:

-постійне- $5,31 \cdot 3,69=19,59$ кН;

-тимчасове та корисне- $6,72 \cdot 3,69=24,80$ кН;

-сумарне- $44,39$ кН.

Зусилля в елементах ферми визначаємо методом вирізання вузлів.

Розрахункове зусилля:

-в опорній панелі

$$N_{O1} = \frac{-3F}{2 \sin \alpha} = \frac{-3 \cdot 44,39}{2 \cdot 0,407} = -163,60 \text{кН};$$

-в коньковій панелі

$$N_{O2} = \frac{-F}{\sin \alpha} = \frac{-44,39}{0,407} = -109,07 \text{кН};$$

-в нижньому поясі

$$N_u = \frac{3F}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{3 \cdot 44,39}{2 \cdot 0,45} = 148,0 \text{кН};$$

-в стойці

$$N_v = F = 44,39 \text{кН};$$

-в розкосі

$$N_D = \frac{F}{2 \sin \alpha} = \frac{44,39}{2 \cdot 0,407} = 54,53 \text{кН}.$$

Верхній пояс розраховуємо як стиснуто-вигнутий стрижень, що знаходиться під дією вигинаючого моменту від позавузлового навантаження та позацентрального прикладення нормальної сили.

Напруження:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{\zeta \cdot W_x} \leq R_c, \text{ де}$$

M-розрахунковий вигинаючий момент,

q -розрахункове навантаження на 1м панелі верхнього поясу,

$$M = \frac{q l_{pan}^2}{8} - N \cdot e, \text{ де}$$

e -ексцентриситет,

ζ -коефіцієнт, що враховує додатковий момент від дії повздовжньої сили.

$$\zeta = 1 - \frac{N}{\varphi A R_c}, \text{ де}$$

φ-коефіцієнт повздовжнього вигину.

Розраховуємо опорну панель верхнього поясу ($N=N_{01}=-163,60\text{кН}$).

Вигинальний момент від позавузлового навантаження:

$$M_o = \frac{[(0,274 + 0,13/2) \cdot 3,2 + 1,12 \cdot 3,2] \cdot 3,69^2}{8} = 7,95\text{кН} \cdot \text{м. Момент від}$$

позацентрального

прикладення сили N:

$$M_e = -N \cdot e = 163,60 \cdot 0,03 = 4,91\text{кН} \cdot \text{м}, e = 3\text{см.}$$

$$\text{Розрахунковий момент } M = M_o - M_e = 7,95 - 4,91 = 3,04\text{кН} \cdot \text{м.}$$

Приймаємо переріз верхнього поясу з бруса перерізом $20 \times$

$$20\text{см}, A = 400\text{см}^2, W_x = 1333\text{ см}^3.$$

Гнучкість:

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = \frac{398,5}{0,289 \cdot 20} = 68,94;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{68,94^2} = 0,63;$$

$$\zeta = 1 - \frac{163,60 \cdot 10}{0,63 \cdot 400 \cdot 15} = 0,57;$$

$$\sigma = \frac{163,60}{400} + \frac{3,04 \cdot 10^2}{0,57 \cdot 1333} = 0,809 \text{ кН/см}^2 = 8,1 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа, де}$$

15МПа-розрахунковий опір R_c та R_u при ширині елементів $b > 13 \text{ см}$.

Розраховуємо конькову панель ($N = N_{02} = -109,07 \text{ кН}$)

Переріз поясу та ексцентриситет як у попередньої.

Розрахунковий момент $M = 7,95 - 109,07 \cdot 0,03 = 4,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\zeta = 1 - \frac{109,07 \cdot 10}{0,63 \cdot 400 \cdot 15} = 0,71.$$

$$\sigma = \frac{109,07}{400} + \frac{4,68 \cdot 10^2}{0,71 \cdot 1333} = 0,76 \text{ кН/см}^2 = 7,6 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа}.$$

Розраховуємо металевий нижній пояс ($N = 148 \text{ кН}$)

Необхідна площа перерізу пояса:

$$A_n = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{148 \cdot 10}{210 \cdot 1} = 7,05 \text{ см}^2;$$

(210МПа-розрахунковий опір для ВСтЗкп2-1). Приймаємо тяж $d = 38 \text{ мм}$, $A = 10,17 > A_n = 7,05 \text{ см}^2$.

В хомутах у опорного та в петлях середнього вузлів:

$$A_n = \frac{N}{2R_y \cdot \gamma_c \cdot m} = \frac{109,07}{2 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0,85} = 3,06 \text{ см}^2; \text{ m-коефіцієнт, що враховує можливу}$$

нерівномірність розподілу зусиль в

подвійному тяжі $= 0,85$.

Приймаємо $d = 28 \text{ мм}$, $A = 6,16 \text{ см}^2$.

Розраховуємо розкіс ($N_D=54,53\text{кН}$)

Приймаємо брус шириною 20см.

Висоту перерізу розкосу в площині ферми визначаємо за граничною гнучкістю=120,

$$h = \frac{423}{0,289 \cdot 120} = 12,2\text{см.}$$

Приймаємо за сортаментом 13см,тод

$$\lambda = \frac{423}{0,289 \cdot 13} = 112,6;$$

$$i \varphi = \frac{3000}{112,6^2} = 0,24;$$

$$\sigma = \frac{54,53}{20 \cdot 13 \cdot 0,24} = 0,87\text{кН / см}^2 = 8,7\text{МПа} < R_c = 13\text{МПа.}$$

Розраховуємо стійку($N_v=44,39\text{кН}$).

Приймаємо стійку з круглої сталі:

$$A_n = \frac{N}{m_0 R_y \gamma_c} = \frac{44,39 \cdot 10}{0,8 \cdot 210 \cdot 1} = 2,64\text{см}^2;$$

m_0 =коефіцієнт,що враховує пониження розрахункового опору при нарізці.

приймаємо $d = 24\text{мм}$, $A_n = 3,14\text{см}^2 > 2,64\text{ см}^2$.

Розрахунок та конструювання вузлів ферми

Опорний вузол влаштовується у вигляді зварного башмаку. Верхній пояс упирається в ребристу плиту, приварену до щік башмака, нижній пояс прикріплюється до щік башмака зварними швами.

Упорну ребристу плиту розраховуємо на вигин приблизно як балку таврового перерізу з закріпленими кінцями.

Розміри похилої опорної плити призначаємо з умов зм'яття торця верхнього поясу, для забезпечення ексцентриситету $e=3\text{см}$.

Потрібна площа зм'яття:

$$A_{zm} = \frac{N}{R_{zm}} = \frac{163,6}{1,3} = 125,85 \text{ см}^2.$$

Довжина плити:

$$l_{pl} = \frac{125,85}{20} = 6,3 \text{ см};$$

приймаємо $l_{pl} = 20 - 2e = 20 - 2 \cdot 3 = 14 \text{ см}$.

Розраховуємо плиту як двоконсольну балку.

Напруження в плиті:

$$\sigma = \frac{163,6}{20,14} = 8,12 \text{ МПа} < R_{zm} = 13 \text{ МПа}.$$

Вигинаючий момент:

-для полоси середньої ділянки шириною 1 м при прольоті 8 см:

$$M = \frac{ql_{pl}^2}{12} = \frac{0,812 \cdot 8^2}{12} = 4,33 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

-для консольної ділянки $l_{con} = 3 \text{ см}$:

Потрібна товщина плити:

$$M = \frac{ql_{con}^2}{2} = \frac{0,812 \cdot 3^2}{2} = 3,65 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\delta_{red} = \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4,33 \cdot 10}{210 \cdot 1}} = 0,98 \text{ см};$$

Приймаю $\delta_{pl} = 10 \text{ мм}$.

Перевіряємо ребристу плиту як балку, прольотом рівним відстані між осями щік $v = 20 \text{ см}$.

$$M = \frac{0,812 \cdot 14 \cdot 20^2}{12} = 378,9 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

Відстань від грані до центра тяжіння перерізу:

$$y = \frac{S_x}{A} = \frac{(14 \cdot 1 \cdot 0,5 + 2 \cdot 6 \cdot 1 \cdot 4)}{(14 \cdot 1 + 2 \cdot 1 \cdot 6)} = 1,96 \text{ см.}$$

Момент інерції перерізу:

$$I_x = \frac{14 \cdot 1^3}{12} + \frac{1 \cdot 6^3}{12} \cdot 2 + 14 \cdot 1 \cdot (1,96 - 0,5)^2 + 2 \cdot 6 \cdot (4 - 1,96)^2 = 116,93 \text{ см}^4;$$

Розміри

горизонтальної опорної плити призначаємо з умови спирання та закріплення її анкерними болтами. Приймаємо опорну плиту

$$\sigma = \frac{M(h-y)}{I_x} = \frac{378,9(7-1,96)}{116,93} = 16,33 \text{ кН / см}^2 = 163,3 \text{ МПа} < R_y = 210 \text{ МПа.}$$

розміром

16×30см.

Напруження зм'яття під плитою:

$$\sigma_{pm} = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{88,78}{30 \cdot 16} = 1,85 \text{ МПа} < R_{zm, sup};$$

N – опорна реакція ферми $2F = 2 \cdot 44,39 = 88,78 \text{ кН}$.

Товщину плити визначаємо з умови прогину:

-консольної ділянки $M_1 = 0,185 \cdot 6^2 / 2 = 3,33 \text{ кН} \cdot \text{см}$;

-середньої ділянки $M_2 = 0,185 \cdot 18^2 / 8 - 3,33 = 4,16 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Потрібний момент опору:

$$W_x = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{4,16 \cdot 10}{210 \cdot 1} = 0,20 \text{ см}^3.$$

Товщина плити:

приймаю плиту товщиною 12мм.

$$\delta = \sqrt{6 \cdot 0,20} = 1,1 \text{ см};$$

Необхідна довжина шва приварки нижнього поясу до вертикальних листів при товщині шва 8мм:

$$l_w = \frac{148 \cdot 10}{4(180 \cdot 0,7 \cdot 0,8)} = 3,7 \text{ см};$$

конструктивно приймаємо $l_w = 18 \text{ см}$.

Розраховуємо проміжний вузол верхнього поясу.

Для передачі зусиль поясів кріплення розкосу та підвіски у вузлі встановлюємо зварний башмак розміром 200×140мм.

Напруження зм'яття:

Вертикальна стінка металевого вкладиша розраховується на вигин під дією напруження зм'яття від упору торців бруса: $\sigma = \frac{163,60}{20 \cdot 14} = 5,84 \text{ МПа} < R_{3M} = 13 \text{ МПа}$.

$$M = \frac{\sigma \cdot l^2}{8} = \frac{0,584 \cdot 5,4^2}{8} = 2,13 \text{ кН} \cdot \text{см}^2;$$

Товщина стінки:

$$W_x = \frac{2,13}{21} = 0,10 \text{ см}^3.$$

$$\delta = \sqrt{\frac{6W_x}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,10}{1}} = 0,77 \text{ см};$$

Приймаємо стінку товщиною 10мм.

Вузловий болт, до якого кріпиться розкос та підвіска, розраховуємо на вигин від рівнодіючої зусиль у вузлі, що дорівнює різниці зусиль в суміжних панелях верхнього поясу: $N = N_{01} - N_{02} = 163,60 - 109,07 = 54,63 \text{ кН}$.

$$M_b = \frac{N}{2} \left(\delta + \frac{\delta_1}{2} \right) = \frac{54,63}{2} \left(0,6 + \frac{0,6}{2} \right) = 24,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Вигинаючий момент в болті:

$$W = \frac{24,6 \cdot 10}{210} = 1,27 \text{ см}^3 = 0,1 \text{ д}^3$$

Потрібний діаметр болта:

$$d = \sqrt[3]{\frac{1,27}{0,1}} = 2,33 = 2,33 \text{ см};$$

Приймаю болт $d = 24 \text{ мм}$, $A = 4,52 \text{ см}^2$.

Напруження зм'яття та зрізу болта:

$$\sigma_{cr} = \frac{54,63}{2 \cdot 0,6 \cdot 2,4} = 189,7 \text{ МПа} < R_u = 335 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{54,63}{2 \cdot 4,52} = 60,4 \text{ МПа} < R_{bs} = 150 \text{ МПа}.$$

Металеві пластинки наконечників розкосу працюють на повздовжній вигін на довжині, рівній відстані від центра вузлового болта до упору $l=21,5\text{см}$.

$$\sigma = \frac{54,63}{2 \cdot (0,6 \cdot 0,8) \cdot 0,42} = 135,5 \text{МПа} < R_y = 210 \text{МПа}$$

$$\lambda = \frac{21,5}{0,289 \cdot 0,6} = 120 < (150; \varphi = 0,42).$$

Пластинки наконечників, на які спирається розкіс, розраховуємо на поперековий вигін приблизно як просту балку таврового перерізу.

$$\text{Момент опору } W_{\min} = 7,23 \text{см}^3. \quad \sigma_{зм} = \frac{54,63}{8 \cdot 20} = 0,34 \text{кН} \cdot \text{см}^2 = 3,4 \text{МПа} < R_{зм} = 13 \text{МПа};$$

$$M = \frac{54,63 \cdot 20,6}{8} = 140,8 \text{МПа} < R_y = 210 \text{МПа}.$$

Стойка-тяж $d = 22\text{мм}$ кріпиться у вузлі за допомогою хомутів з полосової сталі $6 \times 60\text{мм}$, які одягнені на вузловий болт $d = 24\text{мм}$. Хомути розраховуємо з умови міцності на розтягнення та зм'яття під болтом.

Розрахункове зусилля в стойці-тяжі від підвісної стелі $N_v = 26 \text{кН}$.

$$\sigma = \frac{N}{2A_n} = \frac{26}{[2 \cdot 0,6(6,0 - 2,5)]} = 6,19 \text{кН} / \text{см}^2 = 61,9 \text{МПа} < R_y = 210 \text{МПа};$$

$$\sigma_p = \frac{N}{2A_p} = \frac{26}{2 \cdot 0,6 \cdot 2,5} = 8,67 \text{кН} / \text{см}^2 = 86,7 \text{МПа} < R_p = 335 \text{МПа}.$$

Розраховуємо середній вузол нижнього поясу.

Необхідна площа стикової металеві накладки:

$$A_n = \frac{148}{2 \cdot 21} = 3,52 \text{см}^2,$$

приймаю накладку перерізом $8 \times 80\text{мм}$.

З врахуванням послаблення від отвору для вузлового болта $d = 24\text{мм}$,

$$A_n = 0,8(8 - 2,5) = 4,4 \text{см}^2 > 3,52 \text{см}^2.$$

Довжина шва приварки петлі нижнього поясу до стикових накладок при

$$k_f = 8\text{мм}, \quad l_w = \frac{148}{4 \cdot 180 \cdot 0,7 \cdot 0,8} \cdot 10 = 3,67 \text{см},$$

приймаю шви довжиною $10\text{см} > 3,67\text{см}$.

Розраховуємо кріплення стійки-тяжу до нижнього поясу.

Зусилля в стійці $N_v = 44,39\text{кН}$. Стійку-тяж проектуємо з круглої сталі $d = 24\text{мм}$, площа нетто по нарізці $A_n = 3,165\text{ см}^2$.

Напруження в тяжі:

$$\sigma = \frac{44,39}{3,165} \cdot 10 = 140,25\text{МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 210 \cdot 0,8 = 168\text{МПа}.$$

Стойка кріпиться у вузлі за допомогою планок з полосової сталі $6 \times 80\text{мм}$, які одягаються на вузловий болт.

Площа перерізу кінцевих планок $A_n = 0,6(8-2,5)2 = 6,6\text{ см}^2$.

Напруження в планках:

$$\sigma = \frac{44,39}{6,6} \cdot 10 = 67,2\text{МПа} < R_y = 210\text{МПа}$$

Довжина зварного шва при $k_f = 6\text{мм}$

$$l_w = \frac{44,39}{4 \cdot 180 \cdot 0,7 \cdot 0,8} \cdot 10 = 1,1\text{см},$$

конструктивно приймаємо $l_w = 10\text{см}$.

Розраховуємо коньковий вузол.

У вузлі між кінцями брусків верхнього поясу встановлен зварний металевий вкладиш.

Зм'яття торця верхнього поясу: $\sigma_{zm} = \frac{109,07}{14 \cdot 20} \cdot 10 = 3,895\text{МПа} < R_{zm} = 13\text{МПа}$.

Плиту вузлового вкладиша перевіряємо на вигин як консольну балку.

Вигинаючий момент в консольній частині шириною 1см:

$$M_{con} = \frac{0,389 \cdot 4^2}{2} = 3,112 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

Момент в середній частині плити:

$$W_x = \frac{3,89 \cdot 10}{210} = 0,185 \text{см}^3. \text{ Потрібна товщина пластинки:}$$

$$M = \frac{0,389 \cdot 12^2}{8} - 3,112 = 3,89 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

$$\delta = \sqrt{\frac{6W_x}{1}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,185}{1}} = 1,05 \text{см},$$

Приймаємо $\delta=12\text{мм}$.

Кутник-шайбу тяжа-стійки розраховуємо на вигин:

$$M = \frac{Nl}{4} = \frac{44,39 \cdot 12}{4} = 133,17 \text{кН}.$$

Потрібний момент опору:

$$W_x = \frac{133,17}{210} \cdot 10 = 6,34 \text{см}^3.$$

Приймаємо кутник 60×70 ,

$$W_{min} = \frac{37,6}{7-1,94} = 7,33 \text{см}^3 > 6,34 \text{см}^3$$

3.2. Розрахунок попередньо-напруженої панелі перекриття зі сводчатими пустотами

Проектуємо та конструюємо панель для перекриття над лоджією. Панель проектується з керамзитобетону, розмірами 6,4 1,5 0,22м.

3.2.1 Розрахункові дані

Для легкого бетону класу В30:

$$E_b = 17,5 \cdot 10^{-3} \text{МПа}; \quad R_b = 17 \text{МПа}; \quad R_{bt} = 1,2 \text{МПа}; \quad R_{bt,ser} = 1,8 \text{МПа};$$

$$R_{b,ser} = 22 \text{МПа}; \quad \alpha_2 = 0,9.$$

Для напруженої арматури класу А_т-v:

$E_s=1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}; R_s=680 \text{ МПа}; R_{sw}=545 \text{ МПа}; R_{sn}=785 \text{ МПа}.$

Для арматури зварних сіток та каркасів з проволочи класу Вр-І: $E_s=1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}; R_s=360 \text{ МПа}; R_{sw}=265 \text{ МПа}.$

Арматуру натягуємо на упори форми електротермічним способом, а обтиснення бетону виконуємо зусиллям напруженої арматури при досягненні міцності $R_{bp}=0,5 \cdot 30=15 \text{ МПа}$. Бетон твердіє за допомогою теплової обробки(пропарки).

Попереднє обтиснення арматури приймаємо

$\sigma_{sp}=0,6 \cdot R_{sn}=0,6 \cdot 785=471 \text{ МПа}$. Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{sn};$$

$$\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \geq 0,3R_{sn};$$

при електротермічному способі натягнення:

тобто умови виконуються.

$$\Delta\sigma_{sp} = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6,4} = 86 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = 471 + 86 = 557 < R_{sn} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 471 - 86 = 385 > 0,3 \cdot 785 = 235,5 \text{ МПа},$$

Коефіцієнт точності натягнення арматури:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}, \text{ де}$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{\Xi \Delta\sigma_{is}}{\sigma_{is}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \frac{86}{471} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0,137 \approx 0,14$$

$n_p=4$ -кількість напружених в перерізі стрижнів. $\gamma_{sp} = 1 + 0,14 = 1,14.$

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,14 = 0,86;$$

Попереднє напруження арматури з врахуванням точності натягнення $\sigma_{sp}=0,86 \cdot 471=405 \text{ МПа}$.

3.2.2 Визначення навантажень та зусиль

Приведена товщина панелі:

$$h_{red} = h_f + h'_f + h_c = 2,5 + 3,3 + 5,5 = 11,3 \text{ см},$$

h_f -товщина нижньої полки;

h'_f -товщина полки в сжатій зоні;

h_c -приведена товщина середньої частини перерізу панелі.

$$h'_f = h - h_f - b_1 = 220 - 25 - 0,95 \cdot 170 = 33 \text{ мм};$$

$$h_c = (b'_f - 3b_1)(h - h_f - h'_f) / b'_f = (1470 - 3 \cdot 0,95 \cdot 330)(220 - 25 - 33) / 1470 = 55 \text{ мм}.$$

Діючі на панель навантаження зібрані в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 Навантаження на перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, Н/м ²
Постійне: -від залізобетонної панелі з керамзитобетону ($h_{red}=0,11\text{м}, \rho=1600\text{кг/м}^3$)	1760	1,1	1936
-швів замоноличення	125	1,3	162
Разом:	$q^n=1885$	-	$q=2098$
Тимчасове: -короткочасне	4000	1,2	4800
-тривале	1400	1,2	1680
Разом :	$p^n=5400$	-	$p=6480$
Повне: -постійне та тривале	3285	-	3778
-короткочасне	4000	-	4800
Разом:	$q^n+p^n=7285$		$q+p=8578$

Навантаження на 1 м довжини панелі шириною 150см:

- короткочасне нормативне $p^n = 4000 \cdot 1,5 = 6000 \text{ Н}$,
- короткочасне розрахункове $p = 4800 \cdot 1,5 = 7200 \text{ Н}$,
- постійне та тривале нормативне $q^n = 3285 \cdot 1,5 = 4927,5 \text{ Н}$,
- постійне та тривале розрахункове $q = 3778 \cdot 1,5 = 5667 \text{ Н}$,
- разом нормативне $q^n + p^n = 4927,5 + 6000 = 10927,5 \text{ Н}$,
- разом розрахункове $q + p = 7200 + 5667 = 12867 \text{ Н}$.

Розрахунковий вигинаючий момент від дії :

- повного навантаження:

$$M = \frac{ql_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{12867 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95}{8} = 59685,79 \text{ Н} \cdot \text{м} = 60 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$l_0 = 6,4 - \frac{0,2}{2} - \frac{0,1}{2} = 6,25 \text{ м}.$$

- всього нормативного навантаження ($\gamma_f = 1$):

$$M^n = \frac{q^n l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{10927,5 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95}{8} = 50689,09 \text{ Н} \cdot \text{м} = 50,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

постійного та тривалого ($\gamma_f = 1$):

$$M_{ld} = \frac{q_{ld} l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{4927,5 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95}{8} = 22857,06 \text{ Н} \cdot \text{м} = 22,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

тимчасового ($\gamma_f = 1$):

$$M_{cd} = \frac{p_{cd} l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{6000 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95}{8} = 27832 \text{ Н} \cdot \text{м} = 27,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Поперекова сила на опорі від дії:

- повного розрахункового навантаження:

$$Q = \frac{ql_0 \gamma_n}{2} = \frac{12867 \cdot 6,25 \cdot 0,95}{2} = 38198,9 \text{ Н} = 38,2 \text{ кН};$$

Розрахунок міцності панелі по нормальному перерізу

Розрахунок повздовжньої арматури ведемо з умови забезпечення міцності таврового перерізу, нормального до $b'_1 \cdot h'_1 = 0,95b_1 \cdot 0,95h_1$ повздовжньої вісі елемента. Переріз панелі зведений до двотаврового, для цього сводчасті отвори замінено прямокутними розміром

Полку в розтягнутій зоні при розрахунку не враховуємо. Сумарна ширина ребра $b = 21,6$ см. Розрахункова висота перерізу $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ см.

Встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу за умови, що характеризує положення нейтральної вісі в полці:

$M \leq R_b \gamma_{b2} b'_1 h'_1 (h_0 - 0,5h'_1);$ Умова виконується,
 $M = 60 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} < 17 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 147 \cdot 3,3 \cdot (19 - 0,5 \cdot 3,3) = 1288 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см},$ отже нейтральна вісь знаходиться в полці.

$$A_0 = \frac{M}{b'_1 h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{60 \cdot 10^5}{147 \cdot 19^2 \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,047$$

При $A_0 = 0,047$ по табл. знаходимо $\omega = 0,96$ та $\omega = 0,08$.

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,73$$

Характеристика стисненої зони:

Гранична висота стисненої зони:

$$\sigma_{s1} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 300 = 780 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot 400 \approx 300 \text{ МПа}.$$

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{780}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,48$$

σ_{sp} -попереднє напруження арматури з урахуванням всіх втрат.

Коефіцієнт умов роботи арматури γ_{s6} , який враховує опір арматури вище умовної межі текучості, за формулою (27) ДБН;

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\zeta / \zeta_R - 1) \leq \eta;$$

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,08 / 0,48 - 1) = 1,20 > \eta = 1,15,$$

$= 1,15$ -для арматури класу А-V; приймаємо $\gamma_{s6} = 1,15$.

Площа перерізу повздовжньої напруженої арматури:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s \gamma_{s6}} = \frac{60 \cdot 10^5}{0,96 \cdot 19 \cdot 680(100) \cdot 1,15} = 4,21 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 12 А-V, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Розрахунок міцності похилого перерізу

Q=38,2 кН. Перевіряємо умову міцності по похилій полосі між похилими тріщинами, вважаючи, що $\varphi_{w1}=1$ (відсутності при

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

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,85;$$

$$38200 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 17 \cdot 0,9(100) \cdot 21,6 \cdot 19 = 161000 \text{ Н}.$$

розрахункової поперечної арматури):

Умова виконується, отже розміри поперекового перерізу панелі достатні.

Розраховуємо проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню вісь с. Вплив зв'язів стиснених полок (при 4 ребрах):

$$\varphi_f = 4 \frac{0,75(3h'_f)h'_f}{b h_0} = 4 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3,3 \cdot 3,3}{21,6 \cdot 19} = 0,24 < 0,5.$$

Вплив повздовжнього зусилля обтиснення:

$$N \approx P = A_s \sigma_{sp} = 4,52 \cdot 300(100) = 135600 \text{ Н} = 135,6 \text{ кН} :$$

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt} \gamma_{b2} b h_0} = \frac{0,1 \cdot 135600}{1,2(100) 0,9 \cdot 21,6 \cdot 19} = 0,3 < 0,5.$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,25 + 0,3 = 1,55 > 1,5, \text{ приймаємо } 1,5:$$

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100) 0,9 \cdot 21,6 \cdot 19^2 = 25,2 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см. В}$$

розрахунковому похилому перерізі:

$$Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2},$$

$$c = \frac{B_b}{0,5Q} = \frac{25,2 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 38200} = 132 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см},$$

$$c = 2h_0 = 38 \text{ см};$$

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{25,2 \cdot 10^5}{38} = 66,3 \cdot 10^3 = 66,3 \text{ кН} > Q = 38,2 \text{ кН},$$

за розрахунком поперекова арматура не потрібна.

Конструктивно в ребрах встановлюємо каркаси з арматури діаметром 5 класу \emptyset Вр-I. За конструктивними вимогами при

$h \leq 450$ мм на припорній ділянці $l_1 = l_0/4 = 625/4 = 154$ см крок стрижнів $s = h/2 = 22/2 = 11$ см та $s \leq 15$ см; приймаємо $s = 200$ мм.

Для забезпечення міцності полук панелі на місцеві навантаження, в межах пустот у верхній та нижній зонах перерізу передбачені сітки С-1 та С-2.

3.2.3 Розрахунок панелі за граничними станами другої групи

Геометричні характеристики приведенного перерізу:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{0,175 \cdot 10^5} = 10,86,$$

$$\alpha A_{sp} = 10,86 \cdot 4,52 = 49,09 \text{ см}^2.$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_s + \alpha A_s + \alpha A'_s$$

$$A_s, A'_s = 0,5 + 0,79 = 1,29 \text{ см}^2, A_{sp}' = 0,$$

для сіток:

$$\alpha = \frac{1,7 \cdot 10^5}{0,79 \cdot 10^5} = 5,87.$$

$$A_{red} = 1470(3,3 + 2,5) + (22 - 5,8)21,6 + 49,09 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 2 = 8940 \text{ см}^2.$$

Статичний момент відносно нижньої грані перерізу панелі:

$$S_{red} = S + \alpha S_{s0,1} + \alpha S'_{s0,1} + \alpha S_{s0,2} + \alpha S'_{s0,2};$$

$$S_{red} = 1470 \cdot 3,3 \cdot 20,5 + 1470 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + 49,09 \cdot 3 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 3 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 20 = 104360 \text{ см}^3.$$

Відстань від центра тяжіння приведенного перерізу до нижньої грані панелі:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{104360}{8940} = 12 \text{ см};$$

$$h - y_0 = 22 - 12 = 10 \text{ см}.$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно центра тяжіння:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_1^2 + \alpha A'_{sp} y_1'^2 + \alpha A_s y_2^2 + \alpha A'_s y_2'^2,$$

$$y_1 = 12 - 3 = 9 \text{ см}; y_1' = 0; y_2 = 12 - 2 = 10 \text{ см}; y_2' = 10 - 2 = 8 \text{ см};$$

$$I_{red} = \frac{147 \cdot 3,3^3}{12} + 147 \cdot 3,3 \cdot 12,5^2 + \frac{147 \cdot 2,5^3}{12} + 147 \cdot 2,5 \cdot 6,75^2 + \frac{21,6 \cdot 16,2^3}{12} + 21,6 \cdot 16,2 \cdot 3^2 + 49,09 \cdot 9^2 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 10^2 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 8^2 = 761308 \text{ см}^4.$$

Момент опору для розтягнутої грані перерізу:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{761308}{12} = 63442,3 \text{ см}^3;$$

те ж, по стисненій грані перерізу: $W'_{red} = \frac{I_{red}}{h_0 - y_0} = \frac{761308}{22 - 12} = 76130,8 \text{ см}^3.$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони(верхньої) до центра тяжіння приведенного

$$r = \varphi_n \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{63442,3}{8940} = 6,03 \text{ см},$$

$$\varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85;$$

перерізу:

$$r_{inf} = 0,85 \frac{76130,8}{8940} = 7,24 \text{ см}.$$

те ж, найменше віддаленої від розтягнутої зони(нижньої):

Визначення втрат попереднього напруження при натягненні арматури на упори.

Попереднє напруження в арматурі без врахування втрат прийняте $\sigma_{sp} = 0,6 R_{sn} = 0,6 * 785 = 471 \text{ МПа}$. Коефіцієнт точності натягнення арматури $\gamma_{sp} = 1$. Визначаємо перші втрати:

-від релаксації напружень в арматурі $\sigma_1 = 0,03$

$$\sigma_{sp} = 0,03 * 471 = 15,7 \text{ МПа};$$

-від температурного перепаду $\sigma_2 = 0$, так як при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з панеллю;

-при деформації бетону від швидкоплинучої повзучості:

$$\blacksquare \text{зусилля обтиснення } P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2) = 4,52(471 - 15,7 - 0)(100) = 206000 \text{ Н} = 206 \text{ кН};$$

$$\blacksquare \text{ексцентриситет зусилля } P_1 \text{ відносно центра тяжіння приведенного перерізу: } e_{0p} = y_0 - a_p = 12 - 3 = 9 \text{ см};$$

■ напруження в бетоні при обтисненні

$$\blacksquare \sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p} y_0}{I_{red}} = \frac{206000}{8940} + \frac{206000 \cdot 9 \cdot 12}{761308} = 52,26 \text{ Н / см}^2 = 0,523 \text{ МПа};$$

передаточна міцність бетону з умови $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$, тоді $R_{bp} = \sigma_{bp}/0,75 = 0,52/0,75 = 0,69 < 0,5B30 = 15 \text{ МПа}$ (згідно п.26 ДБН).
 Приймаємо $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$. Тоді відношення $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,523/15 = 0,035$.

Стискуєче напруження в бетоні на рівні центра тяжіння напруженої арматури від зусилля обтиснення P_1 (без врахування власної ваги панелі перекриття)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e^2_{0p}}{I_{red}} = \frac{206000}{8940} + \frac{206000 \cdot 9^2}{761308} = 23,31 \text{ Н / см}^2 = 0,23 \text{ МПа};$$

$$\text{при } \sigma_{bp}/R_{bp} = 0,23/15 = 0,015 < \alpha = 0,25 + 0,025$$

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,015 = 0,51 \text{ МПа} \approx 1 \text{ МПа}.$$

$R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 15 = 0,62 < 0,8$ втрати від швидкоплинної повзучості:

Сумарне значення перших втрат:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6 = 15,7 + 0 + 1 = 16,7 \text{ МПа}.$$

З врахуванням перших втрат σ_{los1} напруження σ_{bp} буде: $P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = (471 - 16,7)(100)4,52 = 205343,6 \text{ Н} = 205,34 \text{ кН}$.

$$\sigma_{bp} = \frac{205343,6}{8940} + \frac{205343,6 \cdot 9^2}{761308} = 44,82 \text{ Н / см}^2 = 0,45 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,45/15 = 0,03.$$

Визначаємо другі втрати:

- від усадки бетону $\sigma_8 = 45 \text{ МПа}$ (для легкого бетону з тепловою обробкою);

- від повзучості бетону при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,45/15 = 0,03 < 0,75$ та $\kappa = 0,85$:

$$\sigma_9 = 150 \kappa \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,03 = 3,82 \text{ МПа}.$$

Другі втрати :

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 45 + 3,82 = 48,82 \text{ МПа}.$$

Сумарні втрати попереднього напруження арматури:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 16,7 + 48,82 = 65,52 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$$

встановленого мінімуму втрат. Приймаємо значення всіх втрат $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$.

Зусилля обтиснення з врахуванням усіх втрат напружень в арматурі $P_2 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = (471 - 100)(100)4,52 = 168000 \text{H} = 168 \text{кН}$.

Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої вісі

Виконується для перевірки необхідності розрахунку по розкриттю тріщин. Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ та розрахунковий момент від повного нормативного навантаження $M^n = 50,7 \text{кН} \cdot \text{м}$.

Момент, що сприймає переріз, нормальний до поздовжньої $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_{02}(e_{0p} + r)$.

вісі елемента, при утворенні тріщин:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 * 63442,3 = 95163,45 \text{см}^3,$$

M_{rp} = ядровий момент зусилля обтиснення.

Відстань від центра тяжіння приведенного перерізу до ядрової

$$r = \varphi_n \left(\frac{W_{red}}{A_{red}} \right) = 0,85 \left(\frac{63442,3}{8940} \right) = 6 \text{см}.$$

точки:

Зусилля попереднього обтиснення з врахуванням усіх втрат: при $\gamma_{sp} = 0,86$

$$P_{02} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_s = 0,86 (471 - 100) 4,52 (100) = 145000 \text{H} = 145 \text{кН}.$$

$$M_{crc} = 1,8 (100) 95163,45 + 0,86 \cdot 145000 (9 + 6) = 190 \cdot 10^5 \text{H} \cdot \text{см} = 190 \text{кН} \cdot \text{м} > M^n = 50,7 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

В експлуатаційній стадії роботи панелі тріщин не буде.

Розрахунок прогину панелі перекриття

Прогин в перерізі прольоту панелі при відсутності тріщин в розтягнутій зоні визначаємо:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varphi_{b2} M}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{\varphi_{b2} M}{B},$$

$$B = \varphi_{b1} E_b I_{red} = 0,85 \cdot 0,175 \cdot 10^5 \cdot 761308 \cdot 100 = 1,13 \cdot 10^{12} \text{H} \cdot \text{см}^2.$$

Кривизна панелі з врахуванням дії зусилля попереднього обтиснення:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_4},$$

Повний прогин:

$$f_{yt} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4.$$

Величини кривизни та прогинів:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{\varphi_{b2} M_{cd}}{B} = \frac{1 \cdot 2780000}{1,13 \cdot 10^{12}} = 0,246 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$f_1 = Sl^2 \frac{1}{r_1} = \frac{5}{48} 625^2 \cdot 0,246 \cdot 10^{-5} = 0,10 \text{ см},$$

-від дії тимчасового навантаження:

- від дії постійного та тривалого тимчасового навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{\varphi_{b2} M_{ld}}{B} = \frac{1 \cdot 2290000}{1,13 \cdot 10^{12}} = 0,202 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$f_2 = \frac{5}{48} 625^2 \cdot 0,202 \cdot 10^{-5} = 0,08 \text{ см},$$

-від тимчасової дії зусилля попереднього обтиснення Р з врахуванням усіх втрат:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_2 e_{op}}{B} = \frac{9 \cdot 145000}{1,13 \cdot 10^{12}} = 0,115 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$f_3 = \frac{1}{8} l^2 \left(\frac{1}{r_3} \right) = \frac{625^2}{8} \cdot 0,115 \cdot 10^{-5} = 0,056 \text{ см},$$

-кривизна, обумовлена вигином із-за усадки та повзучості бетону від обтиснення:

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0} = \frac{26,2 \cdot 10^{-5} - 23,7 \cdot 10^{-5}}{19} = 0,13 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{(\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9)}{E_s} = \frac{1 + 45 + 3,82}{1,9 \cdot 10^5} = 26,2 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon'_b = \frac{\sigma'_b}{E_s} = \frac{45}{1,9 \cdot 10^5} = 23,7 \cdot 10^{-5};$$

$$f_4 = \frac{1}{8} l^2 \left(\frac{1}{r_4} \right) = \frac{625^2}{8} \cdot 0,13 \cdot 10^{-5} = 0,063 \text{ см},$$

Повний прогин:

$$f_{tot} = 0,10 + 0,08 - 0,056 - 0,063 = 0,061 \text{ см} < f_{lim} = 3 \text{ см.}$$

Прийнятий переріз плити та армування задовольняють вимогам розрахунку за першою та другою групами граничних станів.

3.3 Розрахунок простінку на можливість надбудови

Розрахунок зовнішнього простінка до надбудови.

Розрахунок міцності стін та простінків ведеться на позацентрове стиснення, яке виникає під дією повздовжньої сили N та згинального моменту M .

*Для розрахунку беремо простінок шириною 1,03м. Відстань між вісями вікон суміжних з простінком, 3,2м, а між внутрішніми гранями повздовжніх стін- 5,74м. Грузова площа, з якої передається навантаження від покриття та перекриття $A = 3,2 * 2,87 = 9,184 \text{ м}^2$. Підрахунок навантажень на 1 м^2 покриття та перекриття наступний:*

Всі навантаження заносимо в таблицю 3..

Таблиця 3.

<i>Навантаження</i>	<i>Нормативне навантаження, кН/м²</i>	<i>Коефіцієнт надійності γ_f</i>	<i>Розрахункове навантаження, кН/м²</i>
<i>Металодерев'яна ферма</i>	<i>0,235</i>	<i>1,2</i>	<i>0,274</i>
<i>снігове</i>	<i>0,7</i>	<i>1,6</i>	<i>1,12</i>
<i>Підвісна стеля</i>	<i>0,991</i>	<i>1,3</i>	<i>1,22</i>
<i>Тимчасове корисне</i>	<i>0,7</i>	<i>1,4</i>	<i>0,98</i>
<i>Разом</i>	<i>2,625</i>	<i>-</i>	<i>3,594</i>

<i>Від міжповерхового перекриття: -лінолеум на мастиці</i>	0,050	1,3	0,065
Деревноволокниста плита, $\rho=800\text{кг/м}^2$, $\delta=0,008\text{м}$.	0,064	1,3	0,083
Цементна стяжка, $\delta=0,037\text{м}$, $\rho=2000\text{кг/м}^2$,	0,080	1,3	0,104
Звукоізолююча деревноволокниста плита, $\delta=0,03\text{м}$, $\rho=200\text{кг/м}^2$,	0,060	1,3	0,078
Водонепроникний папір	0,020	1,3	0,026
З/б плита	2,100	1,1	2,310
<i>Постійне навантаження</i>	2,374	-	2,666
<i>Від перегородок</i>	1,2	1,3	1,56
<i>Тимчасове короткочасне</i>	1,5	1,3	1,95
<i>Тимчасове тривале</i>	0,3	1,3	0,39
<i>Разом (постійне+тимчас.коротк.)</i>	5,074		6,176

Навантаження від власної ваги простінків.

Ми маємо однакові простінки на кожному поверсі, тому розраховую один, а потім значення помножую на кількість поверхів.

$$G_i = V_i \cdot \rho_i \cdot g$$

Для першого елемента:

Цегляна стіна $G_1 = 3,2 * 0,52 * 0,51 * 1800 * 9,81 = 14,99 \text{ кН}$

Внутрішня штукатурка $G_1^1 = 3,2 * 0,52 * 0,03 * 1600 * 9,81 = 0,834 \text{ кН}$

Для другого та третього складових елементів аналогічно. Підрахунки зводимо в таблицю 3.4.

Табл. 3.

G_i	G_i^H	γ_f	G_i^P
G_1	14,99	1,1	16,49
G_1^1	0,834	1,3	1,084
G_2	12,8	1,1	14,08
G_2^1	0,669	1,3	0,87
G_3	25,94	1,1	28,534
G_3^1	1,36	1,3	1,77

Сумарне нормативне навантаження від власної ваги простінків - $G_{\Sigma}^H = 282,97 \text{ кН}$, розрахункове - $G_{\Sigma}^P = 314,13 \text{ кН}$.

Навантаження від перегородок наступне: $q = 1,2 \text{ кН/м}^2$,

$$q = 1,2 * 1,3 = 1,56 \text{ кН/м}^2.$$

Сумарне навантаження (з урахуванням коефіцієнтів сполучення навантажень, згідно ДБН):

$$\begin{aligned} \text{Від покрівлі і несучих елементів даху: } P &= q^P \cdot \psi_i \cdot A \\ &= 0,274 * 1 * 9,184 = 2,52 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$\text{Снігове навантаження: } S = S^P \cdot \psi_i \cdot A = 1,12 * 0,9 * 9,184 = 9,26 \text{ кН}$$

Підвісна стеля:

$$\text{Постійне - } P_n = q_n^P \cdot \psi_i \cdot A = 1,22 * 1 * 9,184 = 11,2 \text{ кН}$$

$$\text{Корисне тимчасове - } P_r = q_r^P \cdot \psi_i \cdot A = 0,98 * 0,95 * 9,184 = 8,55 \text{ кН}$$

$$\begin{aligned} \text{Постійне навантаження від міжповерхового перекриття: } P_n &= q_n^P \cdot \psi_i \cdot A \\ &= 2,23 * 1 * 9,184 = 20,44 \text{ кН} \end{aligned}$$

Тимчасове навантаження від міжповерхового перекриття слід понижувати додатково на коефіцієнт Ψ_{n1} , який розраховується за формулою:

$$\Psi_{n1} = 0,4 + \frac{\Psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}},$$

де Ψ_{A1} - коефіцієнт, що визначається згідно п.3.8 та за формулою:

$$\Psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}},$$

де $A_1 = 9 \text{ м}^2$, A - грузова площа, м^2 , n - загальне число перекриттів.

$$\Psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{9,184/9}} = 0,994, \quad \Psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,994 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,697,$$

$$P_m = q^p \cdot \psi_i \cdot A \cdot \Psi_{n1} = 1,95 \cdot 0,9 \cdot 9,184 \cdot 0,697 = 11,23 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження від міжповерхового перекриття $P = 35,07 \text{ кН}$.

$$\text{Власна вага простінка } G = G_{\Sigma^p} \cdot \psi_1 = 314,125 \cdot 1 = 314,125 \text{ кН}.$$

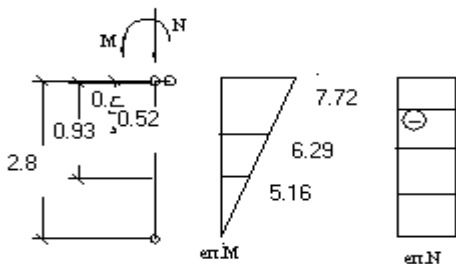


рис. 3.4 Розрахункова схема та епюри внутрішніх зусиль зовнішнього простінка.

$$\text{Від перегородок: } P = q^p \cdot \psi_1 \cdot A = 1,56 \cdot 0,95 \cdot 9,184 = 13,61 \text{ кН}$$

Вибір розрахункового перетину залежить від наявності та розмірів проїомів. У стінах з проїомами небезпечним є перетин II – II на рівні низа перемички, площа якого значно зменшена. Також часто найбільш небезпечним є перетин III – III, розташований на

відстані $1/3$ від низа верхнього перекриття(див. мал. нижче) .

Момент визначаємо:

$$M = F_1 \cdot e_1,$$

де F_1 - навантаження від перекриття, яке розташовано над простінком, кН, $F_1 = 35,07$ кН,

e_1 – ексцентриситет прикладання сили F_1 .

Величина спирання панелі перекриття на стіну 110 мм, тоді рівнодіюча зусиль від перекриття F_1 буде прикладена на відстані $110/3 = 37$ мм від внутрішньої грані стіни, а ексцентриситет

$$e_1 = 510/2 - 37 = 218,3 \text{ мм} = 0,22\text{м}.$$

$$M_1 = 35,07 * 0,22 = 7,72 \text{кН}\cdot\text{м},$$

момент у перетині II-II та III-III знаходимо з епюри М:

$$M_{II} = (2,8 - 0,52)/2,8 * 7,72 = 6,29 \text{кН},$$

$$M_{III} = (2,8 - 0,93)/2,8 * 7,72 = 5,16 \text{кН}.$$

Повздовжня сила N є сумою усіх навантажень, що діють на простінок і для полегшення розрахунку приймаємо $N \approx N_I \approx N_{II} \approx N_{III} = 394,335$ кН.

Розрахунок ведемо згідно ДБН, за формулою:

$$N = m_g \varphi R A_c \omega,$$

де m_g – коефіцієнт, який враховує вплив довготривалого навантаження, згідно ДБН при меншому розмірі прямокутного поперечного перетину елементів $n \geq 30$ см коефіцієнт $m_g = 1$,

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2,$$

де φ - коефіцієнт повздовжнього згину для усього перетину в площині дії згинального моменту, визначається (за табл.18 ДБН,

φ_c - коефіцієнт повздовжнього згину для стиснутої частини перетину, визначається по табл.18 ДБН в площині дії згинального моменту при відношенні $\lambda_{hc} = H/h_c$,

для прямокутного перетину висота стиснутої зони $h_c = h - 2e_o$,

R- розрахунковий опір стисненню кладки, визначається в залежності від марки кладки та розчину по табл.2 ДБН,

A_c – площа стисненої частини перетину при прямокутній епюрі напружень, яка визначається з умови, що центр тяжіння співпадає з точкою прикладання розрахункової поздовжньої сили N ,

$$A_c = A(1 - 2e_o/h), \text{де } A \text{ – площа перетину, м}^2$$

ω - коефіцієнт заповнення епюри, визначається по табл. 19 ДБН, за формулою:

$$1 + e_o/h \leq 1,45.$$

Розрахунок починаємо з перетину I-I.

Маючи за даними $M_k = 100$, $M_p = 50$, знаходимо пружну характеристику $\alpha = 1000$, а потім $R = 1,5 \cdot 10^3$ кН/м².

$$\varphi = 1, e_o = M_l/N_l = 7,72/394,335 = 0,020, h_c = 0,51 - 2 \cdot 0,02 = 0,47;$$

$$\lambda h_c = 2,8/0,47 = 5,96, \varphi_c = 0,961$$

$$\varphi_l = (1 + 0,961)/2 = 0,9805, A = 0,51 \cdot 3,2 = 1,632 \text{ м}^2$$

$$A_c = 1,632 \cdot 0,51(1 - 2 \cdot 0,0173/0,51) = 1,52 \text{ м}^2$$

$$\omega = 1 + e_o/h = 1 + 0,02/0,51 = 1,504 < 1,45$$

$$N_l = 1 \cdot 0,9805 \cdot 1500 \cdot 1,504 \cdot 1,039 = 2298 \text{ кН.}$$

Перетин II – II

$$\lambda_h = H/h = 2,8/0,51 = 5,49, \varphi = 0,97, e_o = M_{II}/N_{II} = 6,29/394,335 = 0,016,$$

$$h_c = 0,51 - 2 \cdot 0,016 = 0,48$$

$$\lambda h_c = 2,8/0,48 = 5,8, \varphi_c = 0,963, \varphi_{II} = (0,963 + 0,9702)/2 = 0,9667$$

$$A = 0,51 \cdot 1,03 = 0,5253, A_c = 0,5253(1 - 2 \cdot 0,016/0,51) = 0,4923$$

$$\omega = 1 + e_o/h = 1 + 0,016/0,51 = 1,03 < 1,45$$

$$N_{II} = 1 \cdot 0,97 \cdot 1500 \cdot 0,49 \cdot 1,03 = 735,2 \text{ кН}$$

Перетин III – III.

$$\varphi = 0,97, e_o = M_{III}/N_{III} = 5,16/394,33523 = 0,013, h_c = 0,51 - 2 \cdot 0,013 = 0,484,$$

$$\lambda h_c = 2,8/0,484 = 5,785, \varphi_c = 0,9646, \varphi_{III} = (1 + 0,9646)/2 = 0,982$$

$$A = 0,51 * 1,03 = 0,5253, \quad A_c = 0,5253(1 - 2 * 0,013 / 0,51) = 0,498$$

$$\omega = 1 + e_o / h = 1 + 0,013 / 0,51 = 1,025 < 1,45$$

$$N_{III} = 1 * 0,9673 * 1500 * 0,4985 * 1,025 = 741,38 \text{ кН}$$

Зробивши розрахунок, перевіряємо наступну умову:

$$N\gamma_f' \leq N_{II}, \text{ де}$$

N – розрахункова повздовжня сила, $N = 394,34 \text{ кН}$,

γ_f' – коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_f' = 1,7$

N_{II} – повздовжня сила отримана в ході розрахунку в самому небезпечному перетині, $N_{II} = 735,2 \text{ кН}$,

$$394,337 * 1,7 = 670,4 \text{ кН} < 735,2 \text{ кН}$$

РОЗДІЛ 4

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

4.1. Інженерно-геологічні умови

В адміністративному відношенні ділянка вишукувань розташована на території м. Буча.

Рельєф ділянки спокійний рівний. Загальний ухил поверхні в східному напрямі.

В геологічній будові території беруть участь четвертинні відкладення.

Вивчена товща ґрунтів до глибини 15,0м по номенклатурному узвізі і фізико-механічними властивостями відповідно до ГОСТ 20522-96 [2] розчленована на 3 інженерно-геологічних елемента. При їх виділенні встановлено, що зміна характеристик ґрунтів не закономірно у плані і по глибині.

Максимальний прогнозний рівень ґрунтових вод прийняти на глибині близько 1,5м від поверхні землі.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 1,0м.

Категорії ґрунтів за трудністю розробки слід прийняти згідно

ДБН:

шар 1 - насипний ґрунт;

шар 2 - суглинки;

шар 3 - глина.

4.2. Розрахунок центрально навантаженого залізобетонного фундаменту

Фундаменти сприймають навантаження від колон і передають їх на ґрунти основи. Проектують їх зазвичай стовпчастими під кожну колону і лише при слабких або різко неоднорідних ґрунтах застосовують стрічкові.

Окремі фундаменти під колони складаються з ступінчастою плитної частини і підколонника зі склянкою, або тільки з плитної частини.

Плитну частину рекомендується конструювати ступінчастою. Центрально навантажений фундамент проектують квадратним у плані.

У фундаменті розрізняють верхню поверхню (обріз) і підшву - нижню поверхню, яка передає навантаження на ґрунтову основу з меншим питомим тиском. Відстань між обрізом і підшвою складає його висоту H_f .

Глибина закладення фундаментів повинна прийматися з урахуванням призначення і конструктивних особливостей проектованої споруди та глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Основні розміри фундаменту перевіряються розрахунком, а його повна висота H_r крім того, залежить від глибини закладення підшви. Кількість ступенів фундаменту приймають залежно від його висоти: при $H_f < 450$ мм - один щабель; при $450 < H_f < 900$ мм - дві щаблі; при $H_f > 900$ мм - три щаблі; висота щаблі кратна 150 мм.

Розміри в плані підшви і щаблі беруть кратно 300 мм. Повну висоту фундаменту і розміри в плані підколонника беруть кратними 100 мм.

Розміри підшви фундаменту призначають, розраховуючи основу по несучій здібності і за деформаціями. Розрахунок виконують на дію зусилля

N_{sd} , обчисленого при коефіцієнті безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,0$.

Максимальний тиск на ґрунт під подошвою центрально навантаженого фундаменту не повинен перевищувати його розрахункового опору R .

Розрахунковий тиск p залежить від виду і стану ґрунту, його приймають за результатами інженерно-геологічних вишукувань майданчика будівництва і за вказівкою норм. Тиск на підставу по подошві фундаменту в загальному випадку розподіляється нерівномірно в залежності від жорсткості фундаменту, властивостей ґрунту, інтенсивності середнього тиску. При розрахунку умовно приймають, що тиск розподілено рівномірно під подошвою фундаменту.

Розміри перерізу фундаменту і його армування визначають з розрахунку міцності по розрахункового зусилля N_{sd} переданому колоною і обчисленому при $\gamma_f > 1,0$.

Монолітні фундаменти влаштовують на бетонній підготовці з бетону класом не нижче В3,5 і товщиною не менше 100мм.

Армування плитної частини фундаменту здійснюється зварними або в'язаними сітками з арматури класу S400 або S500 діаметром стержнів не менше 10мм і не більше 18мм і кроком 100 ... 200мм. Мінімальна товщина захисного шару бетону в фундаменті при наявності бетонної підготовки - 45мм, а при її відсутності - 80мм.

При визначенні розмірів подошви фундаменту розрахункові зусилля приймаються при $\gamma_f=1,0$

$$N_{sd} = \frac{N_{sd}}{\gamma_{Fm}}, \quad (4.1)$$

Де $\gamma_f=1,35$ - усереднений коефіцієнт безпеки по навантаженню.

Розміри подошви центрально навантаженого фундаменту визначаються з умови

$$A = \frac{N_{sd}}{R - m_m \cdot H_f}, \quad (4.2)$$

де R - розрахунковий опір ґрунту під подошвою фундаменту;

M_m - середня питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його щаблях (допускається приймати $m_m = 20$ кН /м);

H_f - глибина закладення фундаменту. Центрально навантажені фундаменти беруть квадратними в плані.

$$a = b = \sqrt{A}, \quad (4.3)$$

Розміри підшови монолітного фундаменту приймають кратними 300мм.

Площа підшови фундаменту приймають після встановлення конструктивного розміру a_f

$$A_f = a_f^2 \quad (4.4)$$

Висота плитної частини центрально навантаженого фундаменту визначається виходячи із забезпечення міцності по похилому перерізі і на продавлювання підколонника плитної частини фундаменту.

Реактивний тиск ґрунту на підшову фундаменту

$$p = \frac{N_{sd}}{A_f}, \quad (4.5)$$

Попередньо робоча висота фундаменту може бути призначена з умови

$$d \geq 1.2 \cdot \frac{l_3}{1.5 + 0.5 \cdot \frac{f_{ctd}}{p}}, \quad (4.6)$$

де p - розрахунковий тиск ґрунту на підшову фундаменту, кН/м;

Відстань від краю колони до краю підшови фундаменту визначається за формулою

$$l_3 = \frac{a_f - h_{col}}{2}, \quad (4.7)$$

Де a_f - розмір підшови фундаменту, м

Загальна висота фундаменту

$$H_f = d + c, \quad (4.8)$$

Попередньо робоча висота плитної частини фундаменту може бути призначена з умови

$$d_{pl} \geq 1.2 \cdot \frac{l_2}{1.5 + 0.5 \cdot \frac{f_{ctd}}{p}}, \quad (4.9)$$

де p - розрахунковий тиск ґрунту на підшову фундаменту, кН/м;

Виліт консолі плитної частини фундаменту, м

$$l_2 = \frac{a_f - h_{нк}}{2}, \quad (4.10)$$

Загальна висота плитної частини фундаменту

$$h_{pl} = d + c \quad (4.11)$$

Сходи фундаментів виконують заввишки 300 або 450мм.

Таб. 4.1 - Збір навантажень на 1 м² перекриття

НАВАНТАЖЕННЯ	Характеристичне значення, кПа	Коефіцієнт надійності	Граничне значення, кПа
1. Покриття з ламінату, $\delta = 8$ мм,	0,08	1,3	0,104
2. Цементно-піщана стяжка,	0,360	1,3	0,468
3. Пароізоляція	0,05	1,3	0,65
4. Монолітне залізобетонне перекриття	5,0	1,2	6,00
5. Навантаження від перегородок	1,000	1,1	1,100
6. Конструкції підвісної стелі	0,100	1,3	0,130
Разом	6,59		8,452
Тимчасові навантаження від устаткування	1,500	1,3	1,95
Разом	8,09		10,402

Навантаження на фундамент від колони дорівнює 18 кПа

Сумарне навантаження на фундамент дорівнює $18+10,402=28,402$ кПа

Глибину заставляння подошви фундаментів визначаємо з трьох умов:

- інженерно-геологічних;
- кліматичних;
- конструктивних особливостей того, що будується і побудованих будівель. Визначаю глибину заставляння подошви з кліматичних умов.

Грунтові умови - з 0,300м до 4,500м розташований суглинок. Грунти такої консистенції можуть випробовувати морозне пучення. Визначаю глибину сезонного промерзання ґрунтів по формулі:

$$d_f = k_f * d_{fn} \quad (4.12)$$

де $d_{fn} = d_0 * \sqrt{\mu_t}$;

$d_0 = 0,23$ – для суглиноків і глин;

μ_t – безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень негативних середньомісячних температур за зиму в даному районі (приймається по СНиП 2.01.01-82 для районів Луганської області);

$k_h = 0,6$ – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі (для будівлі без підвалу з температурою повітря в приміщеннях, що примикають до зовнішніх стін не менше 15 °С).

За інженерно-геологічними умовами підшошва фундаментів знаходиться в межах 2 шару – суглинку. Глибина заставляння по конструктивних особливостях – не менше глибини промерзання. Таким чином, глибина заставляння підшошви фундаменту (з урахуванням наявності підвалу) приймається по конструктивних 1,36 м (5,16 м від поверхні землі і несе шар суглинку з характеристиками: $\varphi = 240$ $C = 23,8$ кПа $E = 10$ Мпа.

Оскільки фундаменти знаходитимуться в суглинку, то його можна використовувати як природну підставу.

Статичний розрахунок фундаменту і визначення зусиль виконаний із застосуванням ПК «Мономах 4.2» в процесі розрахунку рами будівлі.

Матеріали:

Клас бетону В12,5, важкий. Ширина розкриття тріщин: короткочасних - 0,4; тривалих - 0,3. Ознака умов твердіння - природне твердіння. Умови експлуатації конструкції - звичайні.

Арматура:

уподовж Х - А-III, уздовж Y - III, поперечна А-I. Арматура підбирається згідно табл.6.32. Голышев А.Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций, 1990 г.

Т а б л и ц а 6.32. Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см²

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм												
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,42	38,01	49,09
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08	20,36	25,13	30,41	39,27
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,4	16,96	20,94	25,33	32,72
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	12,72	19,71	19,00	24,54
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	10,18	12,56	15,20	19,64
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70	8,48	10,47	12,66	16,36
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74	7,27	8,97	10,86	14,00
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02	6,36	7,86	9,50	12,49

4.3. Результаты розрахунку

Результаты розрахунку представлено у вигляді схеми фундаментів та таблиць.

Характеристики здания

Отметка планировки	0 м
Отметка верха подколоники	-3 м
Отметка подошвы фундамента	-4.3 м
Схема распределения горизонтальных нагрузок при расчете всего здания	Рамносвязевая

Характеристики грунта

Объемный вес	1.8 т/м ³
Угол внутреннего трения	22 °
Сцепление	2 тс/м ²
Модуль деформации	1000 тс/м ²
Коэффициент Пуассона	0.4

Дополнительные параметры расчета жесткости упругого основания грунта

λ_{yambda}	0.5
--------------------	-----

Материалы

Название	Тип	Модуль упругости, тс/м ²	Кэф Пуассона	Объемный вес, т/м ³	Детали
1. Железобетон	Железобетон	3e+006	0.2	2.5	B20, A-III, A-I
2. Жб_колонны	Железобетон	3e+006	0.2	2.5	B25, A-III, A-I
3. Жб_стены	Железобетон	3e+006	0.2	2.5	B25, A-III, A-I
4. Жб_балки	Железобетон	3e+006	0.2	2.5	B25, A-III, A-I
5. Жб_перекрытия	Железобетон	3e+006	0.2	2.5	B25, A-III, A-I
6. Жб_фундаменты	Железобетон	3e+006	0.2	2.5	B12.5, A-III, A-I

Ветер

	Направление	Коэффициент
Ветер 1	0°	1
Ветер 2	90°	1

Ветровой район
Давление W_0

3
0.05 тс/м²

Тип местности
 Коэф. географической высоты C_{alt}
 Коэф. динамичности C_d
 Коэф. надежности по эксплуатационному значению Y_{fe}

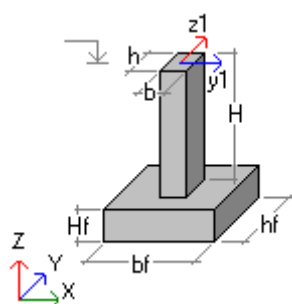
III
 1
 1.2
 0.21

Суммарные вертикальные нагрузки

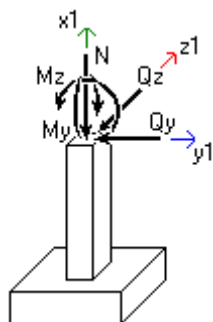
Постоянная, тс	Длительная, тс	Кр. времен., тс
Нагрузки на отметке низа стен и колонн 1-го этажа		
24452.781	0	4767.372
Собственный вес фундаментных плит и дополнительные нагрузки на них		
0	0	0

Фундаменты под колоннами

Материалы: 6. ЖБ_фундаменты



b - размер стороны сечения подколонника
 h - размер стороны сечения подколонника
 H - высота подколонника
 bf - размер стороны сечения плитной части
 hf - размер стороны сечения плитной части
 Hf - высота плитной части



Обозначение	Размер	Описание	Положительный знак нагрузки определяет
N	тс	Вертикальная сила	Действие против оси X1
Qy	тс	Горизонтальная сила вдоль оси Y1	Действие против оси Y1
Qz	тс	Горизонтальная сила вдоль оси Z1	Действие против оси Z1
My	тс*м	Изгибающий момент относительно оси Y1	Действие по часовой стрелки, если смотреть с конца оси Y1
Mz	тс*м	Изгибающий момент относительно оси Z1	Действие по часовой стрелки, если смотреть с конца оси Z1

N	Загружение	Форма комбинация	N(тс)	Qz(тс)	My(тс*м)	Qy(тс)	Mz(тс*м)
Этаж N1 Фундамент под колонной N10 b=0.4м, h=0.4м, H=0.5м, bf=2.2м, hf=2.2м, Hf=0.8м							
1_10	Постоянная		171.607	0.302	-0.299	-0.014	-0.016
	Кр. времен.		67.485	0.212	-0.212	-0.08	-0.084
	Ветер 1		-0.004	0.001	-0.001	0.008	0.007
	Ветер 2		0.05	0.012	-0.011	0.001	0.001

Расход материалов.Всего							
Материалы	Фундамент	Стены	Колонны	Балки	Плиты	Перегородки	Всего
Бетон, м3	14914.72	2735.65	456.23	478.29	3453.51	0.00	22038.40
Бетон, цена	0	0	0	0	0	0	0
Арматура, кг	23193	27727	28481	24119	159375	0	262895
Арматура, цена	0	0	0	0	0	0	0
Опалубка, м2	3976.39	15834.15	4562.26	4623.46	22277.17	0.00	51273.43
Опалубка, цена	0	0	0	0	0	0	0
Всего, цена	0	0	0	0	0	0	0

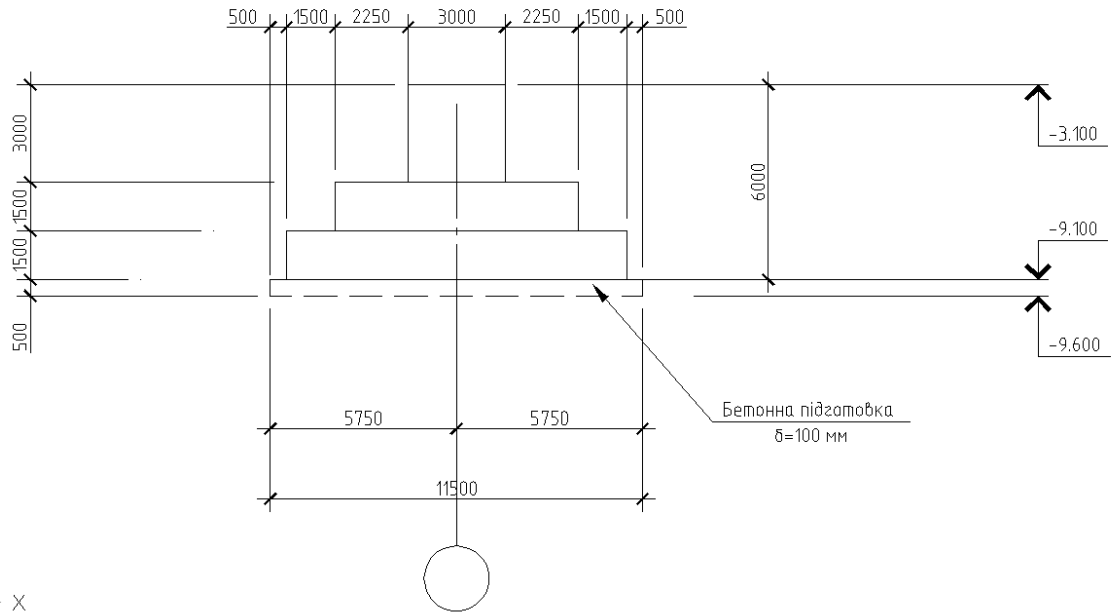


Рис. 4.1 Загальний вид фундаменту

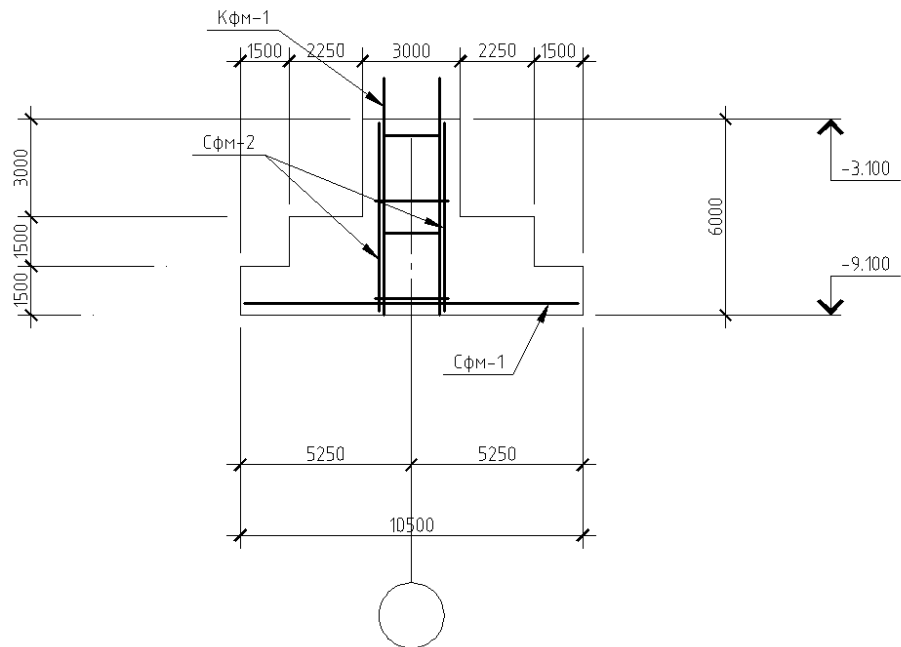


Рис. 4.2. Схема армування фундаменту

5. Технологія будівництва

5.1. Демонтаж конструкцій.

До початку виконання робіт по демонтажу даху і монтажу конструкцій надбудови в будівлі необхідно обстежити всі частини будинку для встановлення їх технічного стану і безпечних умов роботи, встановити на існуючій будівлі маячки, по периметру всієї будівлі на рівні перекриття 5-того поверху встановити виносний металевий козирок, шириною не менш 2 метрів, визначити кордони, небезпечної для проживаючих в будинку жильців, зони і засоби навантаження в транспортні засоби будівельного вантажу.

До початку розробки виконроб повинен ознайомити робітників з проектом виконання робіт по розробці, після чого всі вони повинні розписатися в ПВР.

По кордонам небезпечних зон повинні бути встановленні огороження і встановленні застереджуючі знаки і надписи, а також червоні сигнальні вогні, які повинні горіти з наступом темноти.

Разбірку конструкцій проводити під постійним наглядом виконроба.

До разбірки даху необхідно демонтувати теле- і радіоантени, стояки радіо оповіщення, ліній зв'язку, електропроводку, сантехустанови та інше.

Разбірку покриття даху і плит покриття виконувати тільки в сухий проміжок часу і тільки по секційним ділянкам, відповідно до ПОБ, перед монтажем металевого каркасу з послідуєчим укріттям плівкою змонтованих секцій до повного завершення робіт на секції.

Плити покриття демонтувати тільки на ділянках встановлення тимчасових монтажних в'язів і колон відповідно проекту.

5.2. Земляні роботи.

Розробка ґрунту при розриві траншей під фундаменти для еркерів і тамбурів вхідів здійснюється, частково, при допомозі однокішшових екскаваторів ЭО-4321 і в місцях проходження зберігаємих існуючих інженерних мереж, а також в місцях наближення до існуючих фундаментів, вручну.

Траншеї розробляються з відкосами 1:0,65.

Днище траншеї в місці примикання до існуючої будівлі не доходить до відмітки заглиблення підшви існуючого фундаменту на 30-40 см, в протилежному випадку послідує розробку виконувати тільки після влаштування проектного положення.

Розроблений ґрунт автотранспортом вивозити в відвал і для зворотної засипки завозиться на майданчик, в зв'язку з відсутністю місця для складування.

Для розрівнювання ґрунту і планування майданчика приймаємо бульдозер Д-271А, Д-606.

Зворотно засипку пазух між фундаментами будівлі виконувати шляхом переміщення ґрунту бульдозером і вручну з пошаровим ущільненням при допомозі пневмотрамбовок.

Підвози ґрунту виконувати автосамоскидами ЗИЛ-685М. Вивіз асфальтобетонну від розробки на переробку виконується в місця, узгодженні з спеціалізацією м. Буча.

Дорожні корита влаштовувати при допомозі бульдозерів Д-271А, Д-606. Пошарове ущільнення виконувати моторними катками типа Д-2ИВ.

5.3. Бетонні роботи.

Загальний об'єм бетонних і залізобетонних монолітних конструкцій складає:

Перед встановленням в проектне положення опалубки і арматури необхідно очистити від корозії, а в літній період опалубку слід зволожувати.

Рекомендується прийняти опалубку інвентарну щитову.

Основу під бетонні і залізобетонні конструкції фундаментів перед укладкою бетону необхідно очистити і довести до проектних розмірів і відміток.

При бетонуванні конструкцій підземної частини будівлі подачу бетону виконувати безпосередньо в опалубку через віброживителі і віброжелоба. Бетонування фундаментів та інших конструкцій, сприймаючих динамічні навантаження, слід виконувати без перерв. Для ущільнення бетонної суміші застосовувати внутрішні, зовнішні і поверхневі вібратори.

5.4. Оздоблювальні роботи.

Штукатурні роботи виконувати з використанням комплексу механізмів прямим соплованням від розчинонасосів СО-10 (СО-58), розташованих на відмітці 0,00 м, затіркою машинами ЗИЛ (ЗМЛ-9).

Малярні роботи виконувати з допомогою малярної станції, фарбувальних агрегатів і пневмоподачею СО-4 (СО-75), електрофарбопультів СО-22 (СО-61), установок для нанесення шпаклівки СО-21.

Подачу сипучих, штучних та інших матеріалів при оздоблювальних роботах здійснювати в контейнерах при допомозі вантажопасажирських та інших підйомників. Зовнішнє оздоблення будівель виконувати з підвісних люлек ЛЭ-250.

Оздоблювальні роботи починати після влаштування покриття і всі роботи вести зверху до низу.

Внутрішнє оздоблення

Проектом передбачається:

- стіни і стелі житлових і підсобних приміщень виготовленні з вапняних плит „КНАУФ” і виготовленні під оздоблення (індивідуальний дизайн);
- підлога житлових приміщень – паркет (клепка) по паркетній мастиці;
- підлога санвузлів – підготовленні під кахельну плитку для підлоги.
- підлога підсобних приміщень і остеклених еркерів – підготовленні під лінолеум;
- стіни і стелі технічного підпілля фарбуються різними кольорами по затірці;
- сходинокovu клітини – клейове фарбування стін і стель;

Зовнішнє оздоблення

В зв'язку з утепленням фасадів існуючого 5-того поверху житлового будинку, для опоряджання фасадів використанні профільовані сталеві листи мілкого профілю „РАННИЛА” оцинкуванні з трьохшаровим заводським фарбуванням. Колір – відповідно паспорту фасаду.

Для оживлення фасадів розробленні окремі деталі, всі – з фарбованого металу.

Додатковим декоративним елементом фасадів є індивідуально розробленні в одному стилі огороження балконів, даху і решітки вікон 1 поверху.

5.5. Сантехнічні роботи.

Внутрішні сантехнічні роботи в будинках виконувати в 2 етапи:

на першому етапі до оздоблювальних робіт необхідно виконати розводку труб, навіску опалювальних приборів і вентиляційних коробів;

- на другому етапі після влаштування підлоги і перед фарбуванням виконати влаштування фаянсових приборів та іншого обладнання.

Подачу заготовок, труб, обладнання і приборів до місця встановлення здійснюється в контейнерах.

Всі сантехнічні вводи і випуски будівлі повинні бути виконанні в період будівництва нульового циклу.

Каналізація.

Проектом передбаченні заходи по відводі побутових вод від санітарних приборів проектуємих квартир на 6 і 7 поверхах, а також від приборів існуючих квартир, розташованих на 1-5 поверхах.

При цьому зберігаються місця розташування каналізаційних стояків в існуючих санвузлах і їх випуски з будинку.

В існуючих санвузлах, розташованих в вісях Г-В, 2-3, 9-10, 29-30, 16-17, 22-23, 36-37, проектом передбачена додаткова прокладка вертикального стояку К1 – з метою виключення приєднання санітарних приборів, розташованих в різних квартирах на одному поверсі, що мало місце на момент обстеження існуючих стояків 5-поверхової частини будинку.

Як основний варіант, проектом передбаченні чавунні каналізаційні труби, діаметром 50 мм і 100 мм.

Трубопровід прокладати з ухилом 0,03.

Водопровід.

Джерелом холодного водопостачання є міські мережі питного водопроводу.

Місце підключення до міських мереж, місце вводу трубопроводу в підвал збереженні без змін.

Система холодного водопостачання монтується з водогазопровідних оцинкованих труб за ГОСТ 3262-75*.

Система водопостачання загальна для існуючих квартир і надбудови.

В п'ятиповерховій (існуючій) частині виконується заміна трубопроводів на нові і додатково влаштовуються циркуляційні трубопроводи. При вводі в кожную квартиру встановлюється лічильник.

Електромонтажні роботи.

Внутрішні електромонтажні роботи виконувати в два етапи:

- перший етап – після монтажних робіт, влаштування перегородок і встановлення столярки виконати електропроводку;
- другий етап – перед малярними роботами виконати встановлення електроарматури і електрообладнання. Подачу заготовок, електрообладнання і арматури до місця встановлення виконувати в контейнерах. Всі електричні вводи в будівлю повинні бути виконанні в період будівництва нульового циклу.

5.6 Улаштування вентилярованої оздоблювально-фасадної системи

Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва спільно з фірмою "Сканді ЛТД2 розроблено технологію утеплення зовнішніх стін за допомогою навісної вентилярованої фасадної системи "МАРМАРОК". Улаштування фасадів розроблені для використання в усіх кліматичних зонах України.

5.6.1. Конструктивно-технологічна структура стіни

Зовнішня стіна складається з цегляної частини, підобличкувальних металевих конструкцій, елементів кріплення,

утеплювача, фасадного облицкування і деталей облаштування віконних і дверних прорізів.

Підобличкувальні конструкції складаються із ригелів, стояків, консолей і анкерних кріплень. Ригелі:

- профілю анкерним способом закріплюються на стіні. Відстані між ригелями становлять на стіні. Відстані між ригелями становлять 300...600 мм залежно від висоти й місце знаходження облицкування.

- профіль виготовляється із сталевих листів товщиною 1 мм з алюмінієво-цинковим покриттям.

Із полиць профілів з інтервалом 100 мм висікаються елементи жорсткості у формі трикутника і вигинаються під прямим кутом в напрямку довжини профілю, що надає йому жорсткості в поперечному напрямку. При безпосередньому анкерному кріпленні ригелів на стіні вони повертаються таким чином, щоб плече профілю, що прилягає до стіни, було спрямоване донизу. В плечі профілю з кроком 100 мм виштапмований отвір діаметром 12 мм, у які вставляються засоби для анкерного кріплення. Кріплення ригелів на консолях здійснюється за допомогою самонарізних шурупів, які встановлюються посередині області перекривання суміжних ригелів.

Фасадні блоки навішуються на вертикально розташовані стояки, розташовані на відстані 300 мм один від одного і закріплюються на ригелях. Величина прольоту стояків становить

максимально 600 мм, максимальна довжина стояка 3,1 м утворює багато прольотні опорні носії,

В перерізі стояки мають V - подібну форму виготовлені із сталевого листа товщиною 0,7 мм з алюмінієво-цинковим покриттям. З інтервалом 100 мм в косих стінках профілю виштамповуються виступи для анкерного кріплення фасадних блоків.

Кріплення стояків на ригелях здійснюється за допомогою різьбоутворних шурупів.

Консолі є перехідним елементом кріплення ригелів до стіни (при необхідності). Максимальна відстань між консолями 1200 мм. Консолі закріплюються на стіні анкерним способом фасадними БИНТОВИМИ дюбелями (одним чи двома).

Утеплювач

Як утеплювач використовуються плити із базальтового волокна типу ПАРОК (РАКОС): РОКВУЛ (КОСЮЛЮОІ). Утеплювач у вигляді плит розміром 100x500 (600) мм і товщиною 40,50,60,70,80,90,100,120,130 мм. Щільність (ρ) - 60 кг/м³.

Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності - 0,037 Вт/мК; капілярна всмоктуваність (об'єма) \wedge 0,5%; об'ємна гігроскопічність \wedge 1%.

5.6.2. Обличкування

Обличкування виготовляється з бетону з нанесеною на лицьову сторону шару, виготовленого на мармуровій крихті фасадного камені мають розміри 600x100x25 мм. Максимальна вага одного каменю складає 2,82...2,85 кг на 1 м² поверхні 47 кг. Лицьова поверхня каменів оброблена водовідштовхуючою речовиною .

Витрата матеріалів на 1 м² облицювання МАРМОРОК. На кожен м² стіни, яка буде покрита каменем МАРМОРОК, за виключенням вікон, дверей, тощо потрібні матеріали в таких кількостях

1. Ригелі-2,0-2,5 на погонний метр
2. Стояки -2-3 на погонний метр
3. Наріжний камінь -1 камінь на 10 погонних см.
4. Наріжні віконні притолоки: 1 шт на 10 погонних сям (ліва і права)
5. Вентиляційні профіль
6. Нижні профілі

7. Камінь МАРМОРОК -18 каменів на 1,08 м² Постачання каменю: 6 ком./паунок, 0,36 м², вага 17 кг, 64 пакунки у зв'язці, 23 м², вага 1100 кг. Наріжний камінь: 6 кам./паунок, 0,6 пог.м., вага 15 кг. Наріжний камінь: 8-вкамнів у коробці, 0,81 пог.м, вага 30 кг. Стояк: 20 шт. у пакунку, на 16 м облицювання, вага 29 кг.Теплотехнічний розрахунок стіни з облицюванням МАРМОРОК ідентичний розрахунку стіни, облицьованої системою ТЕРМОФАСАД. Опір теплопередачі стіни цегляної 8=510 мм, облицьованої системою МАРМОРОК задовольняє вимогам Держстандарту України і можна його рекомендувати для облицювання стін будинку гуртожитку №2. Враховуючи те, що усі матеріали цієї системи виготовляються виробником України, за виключенням плит з базальтового волокна, можна надати перевагу облицюванню вентиляваною фасадною системою МАРМОРОК, яка буде значно дешевшою в порівнянні з системою ТЕРМОФАСАД.

- теплоізоляція - плити із базальтової вати МОВА811-, 1-РК;

- прикріплюючі елементи і арматура: шурупи з 6-ти гранною головкою, різьбонарізні гвинти, вентиляційні профіль, обшивка вікон і дверей, кутові й кінцеві профілі і таке інше.

Несуча конструкція дозволяє використання надійної теплоізоляції будь-якої товщини, необхідної для забезпечення теплотехнічних вимог.

Згідно технологічним вказівкам по збірці теплоізоляційного декоративного облицювання фасадів систему "Термофасад" розроблених фірмою "Термофасад" і узгоджених з ДБК (20.10.1997р.) монтаж облицювання дозволяється до висоти фасадів:

А) 60 м від спланованої місцевості з використання металеві несучої конструкції системи "ЕиКОРОХ"; 40 м - при використанні металеві несучої конструкції системи "8РЮГ і системи "РЕОА"

2,25 м - при використанні дерев'яної несучої конструкції обрешітки (відстань між планками горизонтальної обрешітки 50... 60 см.).

Якщо використовується дерев'яна несуча конструкція, повинні дотримуватися таких правил:

- товщина дерев'яних планок повинна бути 24 мм, а ширина 50 мм.

Для кріплення (анкерівки) несучої конструкції до поверхні стіни (основи) використовують гвинтові розмірки з мінімальним діаметром 10 мм, загвинчені в несучу частину стіни не менше, як на 50 мм.

Вага кам'яного профілю (КП) не повинен бути вагою більше 50 кг.

Якщо проводити аналіз вартості із застосуванням металевого і дерев'яного каркасів, то останній на 30% дешевший в порівнянні з металевим. Конструкційні металеві елементи і вироби зроблені з алюмінія *AI 99,5* або сплаву алюмінієм *AI M δ 0,5, 8Ю,4*, що також небезпечно в наш час застосовувати, коли ці конструкції можуть розкратити під час експлуатації будинку. На рис. наведена схема стіни, з облицюванням системою Термофасад".

Кам'яний профіль виготовляється в Австрії і поставляється таких кольорів:

010 - білий; 020 - пісочний; 030 - жовтий; 031 - кремовий; 050 -шоколад; 110 - теракотовий; 610 - темно-коричневий.

Витрата матеріалу складає 16,67 шт. на 1 м² в змонтованому вигляді.

Площа стін бувшого гуртожитку складає 2694,3 м², тоді потрібно шт.

Вага одного "КП" знаходиться в діапазоні від 2,7 до 2,95 кг.

Вага 1 м² КП тах 50 від несучої конструкції:

Форма поставки:

Ящики по 12 штг КП (вага одного ящика в межах від 32,8 до 35,8 кг).

Несуча конструкція виготовлена з дерева може застосовуватися для облицювання стін гуртожитку і тому що висота стін складає м.

Дерев'яні планки виготовлені з ялини чи листяниці з глибоким просоченням антисептиком і двошаровим протипожежним покриттям.

Розміри планок:

Товщина – тип1 24 мм, може бути такою, як товщина теплоізоляції;

Ширина планок – тип 2 50 мм.

Якщо товщина теплоізоляції менше 6,0 см. використовується проста, горизонтальна укладка панок (горизонтальна обрешітка).

При товщині теплоізоляції більше 6,0 см використовується подвійна, вертикальна, а над нею горизонтальна обрешітка (дранкування)

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2 2:2006 "Навантаження і впливи".
2. ДБН В.2.2.-9-99 "Громадські будівлі та споруди".
3. ДБН 360-92** "Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень";
4. ДНАОП 0.00-1.32-01. Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок, 2001р.
5. ДБН В.2.5-23:2010 «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення»;
6. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»;
7. ДСТУ Б В.2.5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд».
8. ДНАОП 0.00-1.29-97 «Правила захисту від статичної електрики».
9. ДБН В.2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд».
10. ДБН В 2.5-13-98 „Пожежна автоматика будівель та споруд”,
11. ВБН В.2.2-45-1-2004 “Проводные средства связи” та ПУЕ.
12. ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;
13. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1978.
14. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.
15. Проектирование фундаментов мелкого заложения для сооружений аэропортов: Учебное пособие. - Киев: КИИГА, 1990. - 80 с.
16. ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
17. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції.
18. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.
19. ДБН В.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.

20. Технология строительного производства: Справочник / С.Я. Луцкий, С.С. Атаев, Л.И. Бланк и др.; Под ред. С.Я.Луцкого, С.С.Атаева. - М.: Высш. шк., 1991.
21. Строительные краны: Справочник / В.П. Станевский, В.Г. Моисеенко и др. - К.: Будівелник , 1989.
22. Строительная механика: Учеб. для строит. спец. вузов / Дарков А.В., Шапошников Н.Н. - 8-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 1986.
23. Охрана труда в строительстве : Учеб. для строит. вузов и фак./ Пчелинцев В.А. и др. - М., Высш. шк., 1991. -250 с.
24. ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції.
25. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення.