

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

ЗАТВЕРДЖУЮ


Завідувач кафедри

 О.І.Лапенко

" 18 "  2022 р.

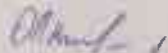
ДИПЛОМНА РОБОТА
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)
ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ
"МАГІСТР"

Тема: Дослідження ефективності залізобетонних плит по профільованому настилу при зведенні цегляної будівлі

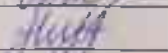
Виконав: студент  Чаклош Віктор Васильович

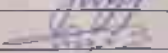
Керівник: д.т.н., професор Лапенко Олександр Іванович

Консультанти з розділів:

Керівник дипломного проекту  О.І. Лапенко

Охорона праці  В.П. Федина

Охорона навколишнього середовища  М.М. Родомська

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):  О.В. Родченко

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

О.І. Лапенко

О.І.Лапенко

29 _____ 2022 р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЄКТУВАННЯ

Студенті Чаклошу Віктору Васильовичу
Курс 2 група 204м
Спеціальність Промислове та цивільне будівництво
Шифр 192

1. Тема проекту Дослідження ефективності залізобетонних плит по профільованому настилу при зведенні негляної будівлі

2. Спеціальна частина, НДР Експериментальні дослідження ефективності залізобетонних плит по профільованому настилу

Тему проекту затверджено наказом ректора університету
Від _____ 20__ р. За № _____

3. Вихідні дані до проекту

3.1. Характеристику будинку

3.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність Будинок
призначений для потреб держави і містить в собі офісні приміщення

3.1.2. Матеріал головних конструкцій Головними матеріалами
реконструйованого будинку є залізобетон та цегла

3.1.3 Інші загальні дані Прилегла територія будинку займає 4846,21
м², де розміщується наземна автостоянка та будинок з розмірами: довжиною
51900 мм, шириною 41150 мм, висотою 12,35 м.

3.2. Навантаження Короточасні: снігові 1670 Па, вітрові 420 Па; постійні:
на 1 м² перекриття 4,74 кПа, на 1 м² покриття 4,90 кПа; тимчасові 3,35 кПа.

3.3. Район будівництва місто Полтава

3.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 3.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , т/м ³	Щільність γ_s , т/м ³	Природна вологість ґрунту W , %	Глибина залягання підшви шару
1	Насипний ґрунт	1,67	-	-	-0,8--1,2
2	Пісок дрібнозернистий	1,91	2,72	0,09	-4,8--5,0
3	Пісок середньозернистий	1,95	2,71	0,12	-6,8--7,3

Таблиця 3.2. – Глиняні ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , т/м ³	Щільність γ_s	Природна вологість ґрунту	Межа розкачування	Межа текучості	Глибина залягання
---------------	---------------------	-------------------------------------	----------------------	---------------------------	-------------------	----------------	-------------------

			т/м ³	W, %	W, %	W, %	підовви шару
4	Суглинок жовтувато-сірий	1,85	2,73	0,24	0,19	0,29	-10,3- -11,1

Грунтові води на відмітці 123,6 - 124,25 м.

Особливі умови Будинок розташований на підвищеній місцевості

3.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика Топографічна характеристика будинку пояснюється місцем розташування будинку

3.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування Постачання відбуваються за допомогою місцевих організацій та підприємств, які мають необхідні засоби

3.7. Строки будівництва в продовж 8 місяців

3.8. Додаткові данні зазначені у розділах

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

4.1. Вступ містить загальне поняття про реконструкцію

4.2. Аналітичний огляд містить доцільність проведення реконструкції

4.3. Архітектурний розділ містить креслення будинку та архітектурно-планувальні рішення

4.4. Розрахунково-конструктивний розділ містить креслення елементів будинку та розрахунково-конструктивну частину Обсяг графічного матеріалу 4 листа

4.5. Основи і фундаменти містить підбір та розрахунки підсилення фундаментів Обсяг графічного матеріалу 5 листів

4.6. Технічна експлуатація будинку містить загальні відомості про експлуатацію будинку Обсяг графічного матеріалу 1 лист

ЗМІСТ

Вступ.....	
1. Аналітичний огляд	
2. Архітектурний розділ.....	
2.1. Загальні відомості про існуючу будівлю	
2.2. Генеральний план.....	
2.3. Об'ємно-планувальне рішення	
2.4. Конструктивні рішення	
2.5. Технологічна частина	
3. Розрахунково-конструктивний розділ	
3.1. Розрахунок збірної залізобетонної плити перекриття.....	
3.2. Розрахунок збірного залізобетонного сходового маршу	
4. Основи та фундаменти.....	
4.1. Оцінка існуючих фундаментів та умов майданчика	
4.2. Розрахунок підсилення існуючих фундаментів.....	
5. Технічна експлуатація	
5.1. Загальні відомості про технічну експлуатацію будівель	
5.2. Технічне обслуговування будівель.....	
6. Технологія будівництва	
6.1. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки	
6.2. Склад комплексного технологічного процесу	
6.3. Технологія й організація будівельного процесу	
6.4. Складування і запас матеріалів.....	
6.5. Механізація покрівельних робіт	
6.6. Основні підрахунки.....	
7. Організація будівництва.....	
7.1. Загальні положення.....	
7.2. Умови будівельного виробництва.....	
7.3. Обґрунтування термінів будівництва	

7.4. Вибір методів виконання основних робіт та рішень по організації поточного зведення об'єкту	
7.5. Календарний план ведення будівництва.....	
7.6. Будівельний генеральний план	
8. Охорона праці	
8.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів	
8.2. Технічні та організаційні заходи та засоби для зменшення рівня впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів	
8.3. Заходи по пожежній та вибуховій безпеці	
8.4. Інструкція з охорони праці.....	
9. Охорона довкілля	
10. Науково-дослідна частина.....	
Висновки	
Список використаної літератури	
Додатки.....	

ВСТУП

Будівлі і споруди відіграють істотне значення у житті сучасного суспільства. Можна стверджувати, що справжній рівень цивілізації, розвиток науки, культури та виробництва значною мірою визначаються кількістю і якістю побудованих будинків та споруд. Життя невпинно й побут людини залежить від наявності необхідної житлової, побутової та промислової забудови, її відповідності своєму призначенню, відмінним технічним станом.

Кожна будівля і споруда характеризується відповідними експлуатаційними властивостями, які мають зберігатися протягом всього терміну служби завдяки технічно правильній експлуатації. Основою експлуатації є запобігання передчасному фізичному зношенню, а також усунення виявлених дефектів і пошкоджень будівель і споруд. Цього досягають застосуванням чіткої системи оглядів та планово-запобіжних ремонтів.

Метою поточних ремонтів є запобігання передчасному зношенню елементів будівель і споруд, їх інженерного устаткування та усунення дрібних дефектів і пошкоджень. Велике зношення та руйнування окремих конструкцій і обладнання викликає потребу в капітальному ремонті, за якого можна покращити або змінити функціональні процеси в будівлях і спорудах.

Вагомим фактором розвитку населених пунктів є реконструкція і покращання зовнішнього благоустрою.

Забудова населених пунктів різних періодів зведення часто характеризується великою різноманітністю стилів. З будівлями, що є пам'ятками історії, культури та архітектури, часто дисонує сучасна забудова. Загострюється проблема модернізації будівель – оновлення, надання їм сучасного вигляду відповідно до новітніх вимог. На необхідність реконструкції і модернізації будівель вказує також структура капіталовкладень, щорічні обсяги введення в дію основних фондів ($\approx 17,2$ млрд. грн.).

Реконструкція будинків і споруд – це їхнє перероблення з метою часткової чи повної зміни функціонального призначення, встановлення нового ефективного обладнання, поліпшення забудови території відповідно до сучасних підвищених

нормативних вимог. Вона є частиною загальної реконструкції виробничих підприємств чи міського району, житлового масиву, комплексу соціально-побутових, культурних закладів.

Реконструкція будинків і споруд виконується і під час технічного переозброєння підприємств.

Переобладнання передбачає перепланування і збільшення висоти приміщень, підсилення, за необхідності – частковий демонтаж і заміну конструкцій, а також надбудову, прибудову і поліпшення фасадів будинків.

Під час реконструкції і технічного переозброєння капітальні вкладення істотно менші і окупуються у 2–2,5 рази швидше, ніж під час капітального будівництва. З іншого боку, загальні затрати часу на реконструкцію у 1,5–2,0 рази менші, ніж на новобудову.

Реконструкція повинна мати комплексний характер, враховувати тривалу перспективу розвитку міст, регіону, підприємства. Некомплексний підхід, урахування вимог тільки сьогодення, відсутність перспективного планування можуть привести через деякий час до неможливості виконання наступної реконструкції без зносу забудови, яка склалась після попередньої реконструкції.

Реконструкція часто пов'язана з відновленням експлуатаційних показників і підсиленням несучих елементів будинків і споруд. Ці роботи вимагають індивідуальних підходів і інженерних рішень, які відрізняються від підходів і конструктивних рішень при новому будівництві.

Соціальні завдання реконструкції полягають у докорінному поновленні забудови і планувальної структури житлового фонду. Ці задачі передбачають поліпшення і поступове вирівнювання умов праці працівників старих і нових міських районів згідно із сучасними вимогами.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Запроектована реконструкція центру ділової активності в м. Полтава є актуальним проектом оскільки останнім часом все більше будівель, що мають виховне чи житлове призначення займається не тільки дрібними фірмами, а й цілими підприємствами. Тому будівництво нових і розширення існуючих бізнес центрів є необхідною умовою для ведення малого і середнього бізнесу в умовах щільної забудови, як в нашому випадку, міст та населених пунктів. Тільки уявіть собі, наскільки простіше володіти необхідною інформацією і підтримкою маючи партнерів по бізнесу безпосередньо «за стінкою»!

На користь розширення існуючих бізнес центрів говорить те, що реконструкція старих будівель є економічно обґрунтована, хоча б тому, що термін служби залізобетону досягає ста років. При будівництві нових будівель затрачаються дорогі будівельні матеріали й ресурси, проте комфортність умов праці може бути досягнута, наприклад, за допомогою різних варіантів перепланування старого цивільного фонду.

Саме таким шляхом уже пройшли багато країн далекого зарубіжжя (США, Франція, Німеччина, Данія, Швеція й ін.). Аналіз цього досвіду показує, що поряд з новим будівництвом і ремонтно-відновлювальними роботами, розширюються обсяги реконструкції будинків і споруджень. При цьому, як показує світова практика, виникає необхідність проведення заходів енергозбереження в будинках, що враховано даним проектом, оскільки прийняте утеплення зовнішніх стін будівлі.

Доцільність реконструкції визначається соціальним ефектом і повинна бути обґрунтована техніко-економічними розрахунками.

Серед існуючих принципів і методів реконструкції цивільних будинків слід виділити:

1. принцип реконструкції шляхом надбудови додаткових поверхів (у тому числі способом підйому даху за допомогою гідродомкратів (у ГНЦ РФ «Будівництво» розроблений спосіб крокового підйому даху);

2. принцип реконструкції без надбудови поверхів, – за рахунок використання обсягу горища й надбудови мансарди, або прибудови відносно легкого несучого каркаса надбудови з металевих елементів;

3. влаштування приставних балконів з металоконструкцій або заміна балконів на лоджії з наступним розширенням кімнат;

4. використання обв'язувальних ригелів для пристрою лоджій з наступним розширенням кімнат або з метою утеплення фасадів;

5. об'ємний метод – оббудовування й надбудова існуючого будинку – метод «фламінго», а також пристрій террасової прибудови на кілька поверхів (формується як окремий самонесучий обсяг, що вимагає створення умов для незалежного осідання) з можливістю повного перепланування квартир і пристрій повноцінних роздільних санвузлів;

6. влаштування на перших поверхах великорозмірних отворів під кафе, басейни, спортивні зали, магазини, паркінги й т.п.;

7. перепланування й влаштування нежитлових приміщень на першому поверсі й у підвалах – формується за рахунок об'єднання приміщень як в одному, так і у двох рівнях;

8. перепланування приміщень старого фонду із пристроєм приміщень у двох рівнях;

9. збільшення площі приміщень за рахунок раціонального використання площ сходових кліток старого фонду;

10. утеплення фасадів листовими й плитними матеріалами;

11. влаштування вітражного скління в сходовій клітці;

12. прибудова двох-трьох поверхових будинків громадського призначення між торцями близькорозташованої групи багатопверхових великопанельних будинків;

13. розрідження колон розробленими новими методи, що використовуються в каркасних будинках;

14. комплексна реконструкція з використанням вищенаведеними принципами.

З вище перерахованого в нашому випадку доцільно виконати надбудову над існуючою будівлею в зв'язку зі щільною забудовою району розміщення будівлі і малою площею прилягаючої території об'єкту. Двох нових поверхів буде достатньо для задоволення потреб поставлених замовником. Також заплановано перепланування існуючих поверхів, для удосконалення робочих процесів підприємств центру ділової активності.

Для покращення зовнішнього вигляду будівлі передбачене оздоблення фасаду декоративними штукатурками і рельєфне виділення вікон за рахунок накладок з пінопласту, заміна і використання в новому будівництві метало пластикових вікон і дверей, а також влаштування вітражного скління в існуючій і надбудованій сходовій клітці.

Влаштування нових прорізів і отворів у стінах варто робити за допомогою спеціального різального інструменту (механічного, гідравлічного або електродугового). При цьому необхідно виключити утворення у конструкціях тріщин і інших ушкоджень, які знижують їхню несучу здатність.

У переважній більшості випадків за результатами розрахунків несучих конструкцій, виникає потреба в їхньому посиленні або закріпленні основ фундаментів. Ці конструктивні заходи дозволяють відчутно (на 25-40%) знизити собівартість додаткових площ, яке виходить при реконструкції, у порівнянні з аналогічними показниками в новому будівництві і є однією з головних причин інвестиційної привабливості реконструкції будинків.

Таким чином, аналіз і формулювання основних принципів реконструкції будівель дає нам величезні можливості для економії будівельних матеріалів і трудозатрат, оскільки під терміном реконструкція може матися на увазі як перепланування приміщень, так і їх капітальний ремонт і модернізація будинків з новими прибудовами.

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальні відомості про існуючу будівлю

Будівля центру ділової активності, що підлягає реконструкції, розташована в м. Полтава в плані має складну конфігурацію розмірами в основних осях 51,90 м і 41,15 м. Кількість існуючих поверхів в будівлі – 3. Надбудовується ще 2 поверхи. Висота поверху 3,3 м. Загальна висота існуючої будівлі – 12,35 м. Висота після реконструкції становитиме 18,60 м.

Будівля з поздовжніми несучими стінами, виконаними з керамічної цеглини марки 100.

Виходячи з даних обстеження і інженерно-геологічних вишукувань, фундаменти – стрічкові, основою служить дрібний пісок.

Плити перекриття і покриття – багатопустотні по серії 1.141-1 вип. 64 з класу бетону В25. Армування плит виконане з арматури класу Вр-I, А 600 С.

Сходові марші та площадки застосовані по серії 1.251.1-4 вип. 1, також з бетону класу В25. Арматура класу А 400 С та Вр-I.

Геологічні умови будівництва:

- ґрунтові умови – пісок дрібнозернистий маловологий,
- рівень ґрунтових вод на глибині 7,7÷7,9 м,
- нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів 1,2 м.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – 2.

Ступінь вогнестійкості – 2.

2.2. Генеральний план

Будівля, яка реконструюється, знаходиться в м. Полтава. Відведена територія об'єкту, має складну геометричну форму і в самих довгих місцях становить – 81,0×52,5 м.

Границями ділянки служать: з південного-заходу – тротуаром вул. Холодногорська, зі сходу – тротуаром вул. Горького, з півночі й північного-заходу знаходяться існуючі будівлі.

Територія об'єкту розташована на піщаних ґрунтах з помірним рельєфом, який пересікається з загальним схилом в південно-східному напрямку. Абсолютні відмітки коливаються від 131,30 м до 132,05 м.

Проїзди і площадки – з твердим покриттям з асфальтобетону. Відвід дощових і талих вод з території здійснюється по залізобетонним лоткам на проїжджу частину вулиці в решітки дощоприймачників зливної каналізації.

На ділянці розташована стоянка для автомобілів. Проїзди на генеральному плані запроектовані завширшки – 6,0 м з радіусом округлення 6 м.

Вся територія в межах відведеної ділянки підлягає благоустрою та озелененню після закінчення робіт по реконструкції. Земляна ділянка зі сторони існуючих будинків відгороджується рядовими насадженнями дерев і низькорослими чагарниками. Зі сторони проїжджої частини тротуару також знаходяться рядові насадження дерев. Вільна від забудови та твердих покриттів територія озеленена шляхом посіву газонної трави та влаштування клумб з квітами.

Техніко-економічні показники генплану

1. Площа ділянки	– 4846,21м ²	100%
2. Площа забудови	– 1327,45 м ²	27,4%
3. Площа озеленення	– 1639,09 м ²	33,8%
4. Площа проїздів, площадок, відмосток	– 1879,67 м ²	38,8%

2.3. Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальні рішення будівлі, що підлягає реконструкції визначені її призначенням, технологічними, санітарно-гігієнічними, протипожежними та містобудівельними вимогами та прийняті згідно діючих норм будівельного та технологічного проектування.

Будівля, що підлягає реконструкції, в плані має складну конфігурацію з розмірами в осях 1-6 – 51,90 м, А-Е – 41,15 м. Конструктивна схема – з поздовжніми несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується за допомогою анкерів плит перекриття в стіни. Частина будівлі, що

надбудовується має два прогони по 6 м. Будівля триповерхова з висотою поверху – 3,3 м. Загальна висота будівлі – 12,35 м. Після реконструкції будівля стане п'ятиповерховою, загальною висотою – 18,60м. Висота надбудованих поверхів буде 3,3 м.

Планована організація будівлі виконана з п'яти основних функціональних блоків:

- 1) Банківська установа (ізольована від інших).
- 2) Приміщення під офіси.
- 3) Кафе-ресторан на 50 посадкових місць.
- 4) Інтернет-кафе.
- 5) Буфети.
- 6) Спортивний зал.
- 7) Центр зайнятості.
- 8) Блок господарських і допоміжних приміщень.

На двох надбудованих поверхах розмістяться офісні приміщення, допоміжні приміщення та кафетерії.

На першому поверсі розташовані приміщення банку, які підлягають переплануванню та ремонту.

ТЕП прийнятих рішень

- | | |
|----------------------|--------------------------|
| 1. Площа забудови | – 1077,27 м ² |
| 2. Корисна площа | – 1929,01 м ² |
| 3. Загальна площа | – 2154,54 м ² |
| 4. Будівельний об'єм | – 6732,94 м ³ |

2.4. Конструктивні рішення

Конструктивні рішення надбудови будівлі прийнято виходячи з об'ємно-планових рішень, техніко-економічної доцільності та з урахуванням існуючої будівельно-конструктивної бази будівлі.

Несучі та огорожуючі конструкції прийняті на основі уніфікованих габаритних схем з максимальним використанням збірних залізобетонних конструкцій.

Фундаменти

Основою під фундаменти служить дрібнозернистий маловологий пісок. Фундаменти під існуючою будівлею – стрічкові з бетонних блоків по ГОСТ 13579-78* по залізобетонним фундаментним плитам. По верху фундаментних блоків влаштована гідроізоляція. По периметру споруди влаштована відмостка завширшки – 1м з асфальтобетону з ухилом – 3% від будівлі.

Стіни

Будівля з повздовжніми несучими стінами. Зовнішні стіни виконані з звичайної керамічної цегли М100 (ГОСТ 530-80) на розчині М50, товщиною – 640мм. Прив'язка до осі 140-500 мм. Внутрішні стіни споруди товщиною – 380мм та 510мм, з прив'язкою до осі – 190-190 мм та 200-310мм, виконані з цегли М50 на розчині М25. Несучі перемички укладені зі сторони спірання плит перекриття і покриття.

Надбудову зовнішніх стін на два запроектовані поверхи виконуємо суцільною кладкою з пінобетонних блоків товщиною 400 мм на цементно-піщаному розчині М50 з прив'язкою до осі 140-260 мм, з утепленням шаром плит "STIRODUR" товщ. 240 мм та зовнішнім облицюванням декоративною штукатуркою. Внутрішні стіни надбудови – суцільні з керамічної цегли М100 на розчині М50 товщиною 380мм та 510 мм, з прив'язкою як в існуючій частині будівлі. По периметру зовнішніх стін під панелі перекриття і покриття влаштовується суцільний монолітний пояс 400x380 мм із бетону класу В15, армований стержнями арматури класу А 400 С та А 240 С. Залізобетонний монолітний пояс служить і перемичками над прорізами під ним. Інші прорізи перекриваються брусковими перемичками по серії 1.038.1-1, вип.1.

Влаштування армошвів і армопоясів при надбудові будівлі непотрібне, оскільки надбудовується всього два поверхи з об'легшеними стінами, а кладка існуючих стін знаходиться в доброму стані.

Перекриття

Міжповерхові перекриття виконуються зі збірних залізобетонних пустотних плит серії: 1.141-1, вип. 64, 1.141-1, вип. 60. Товщина плит перекриття – 220мм. Також в міжповерхових перекриттях є монолітні ділянки, товщиною – 220мм. Вараховуючи опирання плити монолітної ділянки по контуру, приймаємо армування відповідно роботі плити, яка працює в двох напрямках. Згідно сортаменту зварних сіток ГОСТ 8478-81-81 армування проводиться цільними

вузькими зварними уніфікованими сітками маркою $\frac{5Bp - I - 100}{5Bp - I - 100} 2350 \times L \frac{C1}{30}$.

В прольоті укладаються дві сітки в взаємно перпендикулярному напрямку. Нижні сітки укладаємо з нахльостою у 125мм згідно. Монолітні ділянки виконувати із бетону кл. В 15.

Плити перекриття вкладаються на шар цементного розчину марки М100. Шви між плитами, а також шви в місцях примикання плит до стін замоноличуються цементним розчином М150. Для надання просторової жорсткості проводиться анкерівка плит: на зовнішніх стінах виконується Г-подібним анкером, на внутрішніх – анкером із окремих стержнів. Анкерівка плит проводиться через один шов. Антикорозійний захист анкерів виконується шляхом покриття їх шаром цементного розчину М150, товщиною – 40мм. Отвори в плитах перекриття для пропускання стояків інженерної комунікації виконується шляхом свердління на місці спеціальним свердлом, не порушуючи ребер. Після монтажу стояків отвори замоноличують розчином М150. Ширина опирання на несучі зовнішні стіни – 140 мм, а на несучі внутрішні – 190 мм.

Перегородки

Всі перегородки в надбудованій частині будівлі і на поверхах де проводиться перепланування запроектовані товщиною 100 мм з гіпсокартонних плит по оцинкованому металевому каркасу "KNAUF" і по шару гідроізоляції "Cerezit". В середині перегородки заповнюються акустичним заповнювачем. Для санвузлів застосовуються водостійкі гіпсокартонні листи.

Сходи

Внутрішні сходи – двоходові, залізобетонні, розміщені в сходовій клітці. Сходи складаються з поверхових и міжповерхових площадок по серії – 1.252.1-4 вип. 1 та сходових маршів по серії – 1.251-4 вип. 1. Перила сходів висотою 0,9 м. В будівлі також передбачені монолітні залізобетонні сходи з бетону класу В25 і арматури А400 С та А 240 С.

Покрівля

Покрівля в будівлі запроектована рулонна, малоухильна, з ухилом $i=0,03$, суміщена не вентилярована. Покрівля складається із чотирьох шарів руберойду на бітумній мастиці, вирівнюючого шару із цементно-піщаного розчину товщиною 20 мм, утеплювача та пароізоляції. В якості утеплювача використовується керамзитний гравій та пінополістирольні плити, руберойд РКМ 3505 вкладається по гарячій бітумній мастиці МБК-Г-55. Для захисту рулонного килиму від сонячних променів та механічних пошкоджень в проектуемій будівлі передбачено захисний шар із гравію на бітумній основі.

Вікна та двері

Заповнення віконних прорізів – металопластикові двокамерні вікна розмірами 1000х2000, 1200х2000 та 2000х2000, вітражі – засклені металопластикові 2600х2600.

Заповнення дверних прорізів:

внутрішні двері – дерев'яні фільончасті тоновані 1000х2000;

в санвузлах – металопластикові глухі 700х2000;

в сходових клітинах – металопластикові зі заскленими фрамугами 1200х2000 та 1300х2000;

зовнішні – металопластикові зі заскленими фрамугами 1600х2200, 2600х2400 та з вітражами 3280х3300.

Підлога

Підлога, в залежності від призначення приміщення, прийнята:

- керамічна плитка у приміщеннях вестибулю, коридорах, санвузлах;
- лінолеум у службових та офісних приміщеннях та буфетах.

Підлога передбачена підвищеної якості й довговічності.

Проїзд в будівлю зроблений з асфальтобетону мілко зернистого.

На технічному поверсі виконана бетонна підлога.

Оздоблення

Зовнішнє оздоблення включає в себе оштукатурення фасадних поверхонь простою та декоративною штукатуркою по пластиковій сітці, з виконанням архітектурних деталей з пінопласту, та покриттям оштукатурених поверхонь акриловими фарбами. Цокольна частина існуючої будівлі та зовнішні сходи облицьовані плитами з граніту. Необхідно виконати реставрацію гранітного покриття (перекладка розтрісканих елементів, герметизація швів, очищення, гідрофобний захист).

Внутрішнє оздоблення приміщень прийняте у відповідності з їх призначенням: облицювання керамічної плитки, поліпшеної штукатурки, поліпшене водоемульсійне фарбування.

Стелі фарбуються водоемульсійними та олійними сумішами, в деяких приміщеннях використовується підвісна стеля системи "ARMSTRONG".

Кольорове рішення оздоблення приміщень приймається в залежності від виробничого призначення, інтенсивності освітлення та орієнтації прорізів по сторонам світу.

Водовідвід

Водовідвід запроектований внутрішній організований зі з'єднанням з існуючим. Водоприймальні лійки встановлюють в внутрішніх несучих стінах на понижених ділянках покрівлі по дві лійки на один блок покрівлі. Кількість лійок прийнята 8 штук.

2.5.Технологічна частина.

В технологічній частині проекту виконана технологія офісного комплексу, в якому розміщено: офісні приміщення; підприємства громадського харчування; підприємство обслуговування; відділення банку. Всі заклади призначені для обслуговування населення, яке проживає в мікрорайоні.

Для закладів громадського харчування в будівлі запроектований ліфт. Для розвантаження товарів передбачено автостоянку.

На першому поверсі розташовано паркова на шість місць для зручності працівників центру та спортивний зал.

На другому поверсі розташовано: кафе-ресторан на 50 місць.

На третьому поверсі знаходиться інтернет-кафе.

На надбудованих третьому і четвертому поверхах запроектовані буфети на 20 місць.

В цехах кафе-ресторану та буфетах передбачена максимальна механізація. Теплове обладнання – електричне. Харчові відходи збираються в спеціальні баки і в кінці зміни вивозяться.

Відділення банку має окремий від адміністрації вихід, відремонтовані операційний та касовий зали прилягатимуть безпосередньо до вестибюлю. Кабіни працівників касового й операційного залів банку розмістяться так, що дозволять забезпечити зручний підхід до них клієнтам. Для розвантаження інкасаторської машини передбачено вихід до стоянки автомобілів.

Приміщення підключені до централізованих мереж водопостачання, каналізації, опалення, мають природне і штучне освітлення, вентиляцію.

Будівля має двоконтурний котел, який використовує в якості пального електроенергію. Установка служить для підігріву води в опалювальній системі з регуляцією температури в залежності від зовнішніх погодних умов і виробництва гарячої води для споживання.

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок збірної залізобетонної плити перекриття

Плита використовується для перекриття всіх надбудованих поверхів будинку, а також для покриття будинку.

Плита виготовлена з попередньо напруженого залізобетону. Твердіння залізобетону відбувається в теплових камерах при природному тиску. Відпускна міцність бетону не менше 70% від проектної. Плита спирається на цегельні стіни товщиною 640 мм і 380 мм, на шар цементного розчину М100 товщиною 20 мм. Монтажні шви заповнюються цементним розчином марки М150.

Плита армується виробами, що виконуються зварюванням за ГОСТ 109.22.-75. захисний шар бетону для сіток приймається – 10 мм, а для арматури, що напружується, не менше – 20 мм.

Для проектування плити приймаються матеріали:

– бетон класу В30:

$$R_b = 17 \text{ МПа}, R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}, E_b = 2,9 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

– робоча арматура напружена клас А 600С:

$$R_{sp} = 510 \text{ МПа}, R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}, E_{sp} = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

– арматура стінок і каркаса класу Вр-I:

$$R_{s,ser} = 405 \text{ МПа}, R_s = 365 \text{ МПа}, R_{s\omega} = 265 \text{ МПа}, E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

– петлі А 240С:

$$R_s = 225 \text{ МПа}, E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Перенапруження арматури класу А 600С прийнято електротермічним способом з передачею зусиль на опори форми. При розрахунку багатопустотної плити коефіцієнт надійності прийнятий – $\gamma_n = 0,95$.

Частина класів арматури приводиться на кресленнях плити.

Розрахунок плити виконується по першій групі граничних станів з урахуванням вимог ДБН.

До тріщиностійкості плити пред'являються вимоги 3-ої категорії.

Визначаємо навантаження, які діють на 1 м² перекриття в таблиці 3.1.

Розрахунок ваги 1 м² перекриття

Прийнята конструкція перекриття (рис. 3.1.):

Плитка керамічна $\gamma = 700 \text{ кг/м}^3 - 10$

Цементно-піщаний розчин $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3 - 20$

Цементно-піщана стяжка $\gamma = 1900 \text{ кг/м}^3 - 50$

Залізобетонна плита перекриття $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3 - 220$

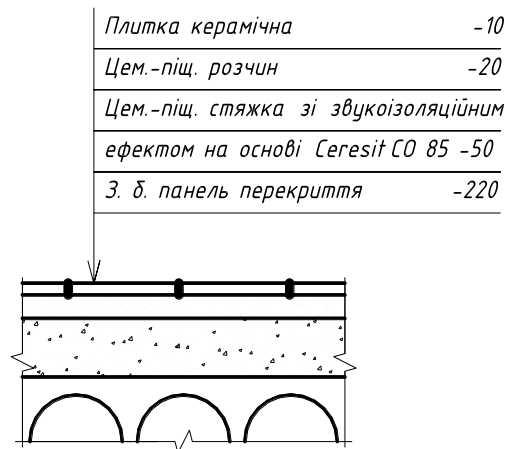


Рис. 3.1. Деталь підлоги

Таблиця 3.1.

Підрахунок навантажень на 1 м² перекриття

Назва навантаження	Підрахунок	Нормати -вне, кН/м ²	Коеф. надійності і за наван- таження М γ_f	Розрахун- кове, кН/м ²

ПОСТІЙНЕ				
1. Плитка керамічна	0,01 · 23	0,23	1,2	0,28
2. Цементно-піщана стяжка	0,02 · 18	0,36	1,3	0,47
3. Цементно-піщана стяжка зі звукоізоляційним ефектом	0,05 · 19	0,95	1,3	1,24
4. Залізобетонна плита перекриття (з урахуванням заповнення швів між плитами)		3,2	1,1	3,52
РАЗОМ:		4,74		5,51
ТИМЧАСОВЕ	По ДБН			
1. Тривале	табл. 6.2	0,85	1,2	1,02
2. Короткочасне	табл. 6.2	2,0	1,2	2,4
3. Вага тимчасових перегородок	п.6.6	0,5	1,3	0,65
РАЗОМ:		3,35		4,07
ВСЬОГО:		$q^n = 8,09$		$q = 9,58$
ПРИЙМАЄМО:		$q^n = 8,1$		$q = 9,6$

Визначення розрахункової і конструктивної довжини

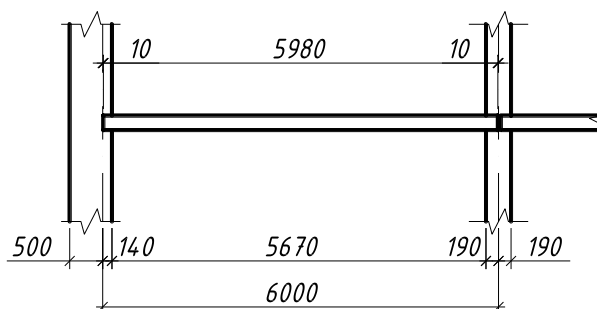


Рис. 3.2. Схема обпирання плити

Обпирання плити на стіни (3.2.) $\ell_{on} = 130\text{мм}$, $\ell'_{on} = 180\text{мм}$.

Розрахункова довжина плити:

$$\ell_0 = \ell - 20 - \frac{\ell_{on}}{2} - \frac{\ell'_{on}}{2} = 6000 - 20 - \frac{130}{2} - \frac{180}{2} = 5835\text{мм}$$

Визначення тиску на один метр погонний і внутрішні зусилля

Навантаження на 1 м довжини плити, діючі по нормалі до його осі, при

номінальній ширині плити $b_n = 1500$ мм :

- розрахункове повне

$$q = 9,6 \cdot 1,5 = 14,4 (\text{кН/м});$$

- нормативне повне

$$q^n = 8,1 \cdot 1,5 = 12,2 (\text{кН/м});$$

- нормативне тривало діюче

$$q_l^n = 4,74 \cdot 1,5 = 7,1 (\text{кН/м}).$$

Розрахункова схема плити (рис. 3.3.) прийнята у виді однопрогонної статично визначної балки.

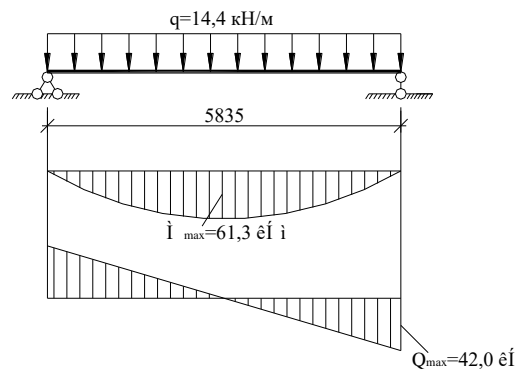


Рис. 3.3. Розрахункова схема плити

Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає

$$M = \frac{q \ell_0^2}{8} = \frac{14,4 \cdot 5,835^2}{8} = 61,3 \text{кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q \ell_0}{2} = \frac{14,4 \cdot 5,835}{2} = 42,0 \text{кН}.$$

Зусилля від нормативного навантаження:

- повного

$$M^n = \frac{q^n \ell_0^2}{8} = \frac{12,2 \cdot 5,835^2}{8} = 51,9 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = \frac{q^n \ell_0}{2} = \frac{12,2 \cdot 5,835}{2} = 35,6 \text{кН}.$$

- тривало діючого

$$M_l^n = \frac{q_l^n \ell_0^2}{8} = \frac{7,1 \cdot 5,835^2}{8} = 30,2 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_l^n = \frac{q_l^n \ell_0}{2} = \frac{7,1 \cdot 5,835}{2} = 20,7 \text{кН}.$$

Призначення поперечного перерізу плити

Приймаємо висоту плити – 22 см, що відповідає типовим рішенням плити перекриття.

Монтажні зазори: $\ell_1 = 40 \text{мм}$, $\ell_2 = 10 \text{мм}$

Конструктивна ширина плити зверху і знизу (рис. 3.4.):

$$e'_f = e_n - \ell_1 = 1500 - 40 = 1460 \text{мм}$$

$$e_f = e_n - \ell_2 = 1500 - 10 = 1490 \text{мм}$$

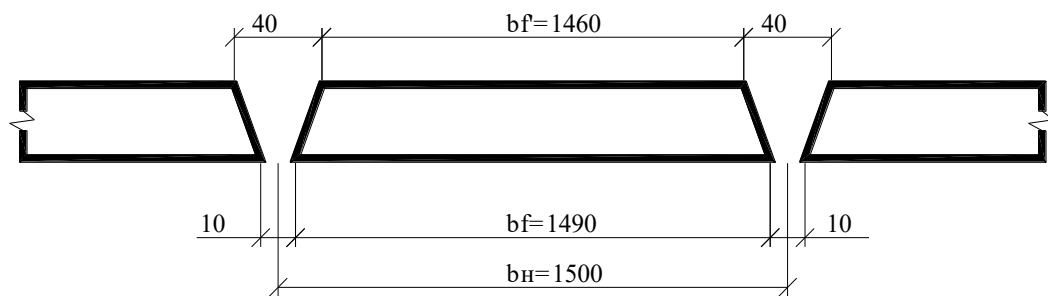


Рис. 3.4. Конструктивна ширина плити та монтажних зазорів

Товщина проміжного ребра плити $\delta_p^n = 26 \text{мм}$

Діаметр отворів плити приймаємо $d_0 = 159 \text{мм}$

Кількість отворів у поперечному перерізі

$$n_{oms} = \frac{e'_f}{d_0 + \delta_p^n} = \frac{1460}{159 + 26} = 7,89 \text{шт}$$

Приймаємо 7 отворів згідно з типовим рішенням (рис. 3.5.). Товщина крайнього ребра зверху:

$$\delta_p^{n'} = \frac{e'_f - d_0 \cdot n_{oms} - (n_{oms} - 1) \delta_p}{2} = \frac{1460 - 159 \cdot 7 - (7 - 1) \cdot 26}{2} = 95,5 \text{мм}$$

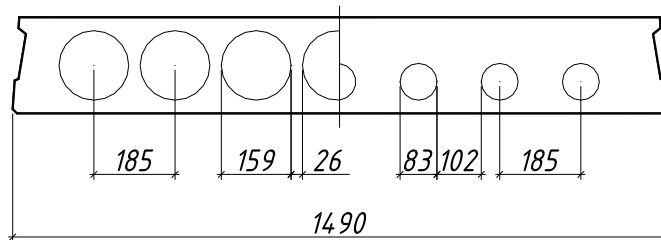


Рис. 3.5. Схема розміщення отворів в плиті

Призначення розрахункового перерізу плити

При розрахунку міцності плити конструктивний переріз заміняємо розрахунковим у виді двотавра (рис. 3.6.).

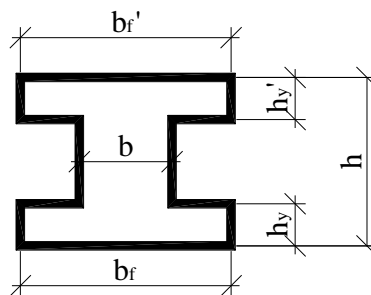


Рис. 3.6. Розрахунковий переріз плити

Ширина полиці: $b_f = b_f' = 1460 \text{ мм}$.

Ширина ребра розрахункового перерізу дорівнює сумі товщин всіх ребер:

$$b = b_f' - h_0 \cdot d_0 = 1460 - 7 \cdot 159 = 347 \text{ мм}.$$

$$\text{Товщина полиці } h_f = h_f' = \frac{h - d_0}{2} = \frac{220 - 159}{2} = 30,5 \text{ мм}.$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги розтягнутої арматури приймаємо $a = 25 \text{ мм}$.

Робоча висота перерізу: $h_0 = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм}$.

Розрахунок міцності нормального перерізу на дію моменту

Перевіряємо розрахунковий випадок таврових елементів.

Визначаємо момент, що сприймає стиснута полиця перерізу:

$$M_f = \gamma_{e_2} \cdot R_s \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 0,9 \cdot 1,7 \cdot 146 \cdot 3,05 (19,5 - 0,5 \cdot 3,05) = 122,5 \text{ кНм}$$

Установлюємо положення нейтральної вісі, перевіряючи умову

$$M_f \geq M = 122,5 \text{ кНм} > 61,3 \text{ кНм}$$

Нейтральна вісь проходить у границях товщини полки, тому двотавровий переріз розглядаємо як прямокутник з розміром $b_f \cdot h$.

Визначаємо величину коефіцієнта A_0 :

$$A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{e_2} \cdot R_s \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{6130 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 146 \cdot 19,5^2} = 0,069 < A_0^{\max}$$

$A_0^{\max} = 0,38$ – необхідна площа арматури.

Знаходимо коефіцієнти $\xi = 0,072$, $\eta = 0,964$ (по інтерполяції).

ξ	η	A_0
0,07	0,965	0,067
0,072	0,964	0,069
0,08	0,96	0,077

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$, де $\xi_R = 0,51$:

$$0,072 < 0,51$$

При виконанні умови розрахунковий опір арматури R_s слід множити на коефіцієнт умов роботи γ_{sb} :

$$\gamma_{sb} = \bar{\eta} - (\bar{\eta} - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \bar{\eta}, \text{ де}$$

$\bar{\eta} = 1,2$ – коефіцієнт, що приймається для арматури класу А600

$$\gamma_{sb} = 1,2 - (1,2 - 1) \left(\frac{2 \cdot 0,072}{0,51} - 1 \right) = 1,34 > \bar{\eta}$$

Приймаємо $\gamma_{sb} = 1,2$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{se} \cdot R_{se} \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{6130 \cdot 0,95}{1,2 \cdot 51 \cdot 19,5 \cdot 0,964} = 5,06 \text{ см}^2$$

За сортаментом арматурної сталі приймаємо: 5 Ø12 А 600С, $A_s^n = 5,65 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності похилого перерізу на поперечну силу

Перевіряємо умову $Q \leq 0,3 \cdot R_{et} \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1}$:

Де коефіцієнти $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_e = 1 - 0,01 \cdot 17 = 0,83$,

$\beta = 0,01$ для важкого бетону,

$\varphi_{w1} = 1,1$.

Підставимо дані у формулу

$$0,3 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,195 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 315,1 \text{ кН} > Q = 42,0 \text{ кН}$$

Умова виконується, прийняті розміри перерізу достатні.

Перевіряємо умову $Q \leq Q_{сч}$:

$$Q_{сч} = 0,6 \cdot R_{et} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{e2} = 0,6 \cdot 0,12 \cdot 34,7 \cdot 19,5 \cdot 0,9 = 43,9 \text{ кН} ,$$

$$Q = 42 \text{ кН} < Q_{сч} = 43,9 \text{ кН} .$$

Умова виконується, поперечна арматура не потрібна за розрахунком.

Назначаємо поперечні стержні із дроту діаметром 4 мм класу Вр-I, $R_{sw} = 265 \text{ МПа} = 26,5 \text{ кН} / \text{см}^2$. Поперечну арматуру об'єднуємо в 4 вертикальні каркаси, $A_{sw} = 0,126 \cdot 4 = 0,504 \text{ см}^2$. Крок поперечних стержнів устанавлюємо за конструктивними умовами не більше:

$$\delta_{uu} \leq \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 22 = 11 \text{ см}$$

Приймаємо крок $\delta_{uu} = 10 \text{ см}$ біля опор на ділянках довжиною $1/4 \ell$ прольоту.

Визначаємо зусилля, яке сприймається на 1 м довжини:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{26,5 \cdot 0,504}{10} = 1,34 \text{ кН / см}$$

Зусилля, що сприймається бетоном і поперечною арматурою

$$Q_{b,sw} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}},$$

де коефіцієнт $\varphi_{b2} = 2$ для важкого бетону,

коефіцієнт $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5$ враховує вплив стиснутих полиць таврових

перерізів, при цьому значення b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$:

$$b'_f = b + 3h'_f = 34,7 + 3 \cdot 3,05 = 43,85 \text{ см}.$$

Підставимо дані у формулу:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(43,85 - 34,7) \cdot 3,05}{34,7 \cdot 19,5} = 0,03 < 0,5$$

Коефіцієнт $\varphi_n = 0,2$ враховує вплив поздовжніх сил.

Сумарний коефіцієнт $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,03 + 0,2 = 1,23$ не повинен перевищувати 1,5.

$$Q_{b,sw} = 2 \sqrt{2 \cdot 1,23 \cdot 0,12 \cdot 34,7 \cdot 19,5^2 \cdot 1,34} = 144,5 \text{ кН} > Q = 42,0 \text{ кН}$$

Умова виконується, міцність похилого перерізу забезпечена.

Визначення геометричних характеристик приведеного перерізу

Відношення модулів пружності:

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_e} = \frac{19 \cdot 10^4}{2,9 \cdot 10^4} = 6,6 ,$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} = 146 \cdot 22 - 7 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 6,6 \cdot 5,65 = 1860,1 \text{ см}^2$$

Статистичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = 146 \cdot 22 \cdot 11 - 7 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} 11 + 6,6 \cdot 5,65 \cdot 2,5 = 20144,12 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 20144,12 / 1860,1 = 10,8 \text{ см}$$

Відстань від точки прикладення зусилля в напруженій арматурі до центру ваги приведенного перерізу:

$$e_0 = y_0 - a = 10,8 - 2,5 = 8,3 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$J_{red} = J_b + J_{sp} \alpha_{sp} = \frac{146 \cdot 22^3}{12} - 7 \cdot 0,05 \cdot 15,9^4 + 5,65 \cdot 8,3^2 \cdot 6,6 = 109750,1 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу в розтягнутій і стиснутій зонах

$$W_{red} = J_{red} / y_0 = 109750,1 / 10,8 = 10162,05 \text{ см}^3$$

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = \frac{109750,1}{22 - 10,8} = 9799,12 \text{ см}^3$$

Для визначення пружнопластичного моменту опору і подальших розрахунків переріз плити приймаємо у виді двотавра (рис. 3.7.), круглі отвори заміняємо еквівалентними прямокутниками з тією ж площею і моментом інерції.

$$A = \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 198,46 \text{ см}^2$$

$$J = 0,05 d^4 = 0,05 \cdot 15,9^4 = 3195,65 \text{ см}^4$$

Визначаємо висоту еквівалентного прямокутника (рис. 3.8.):

$$h_1 = \sqrt{\frac{12J}{A}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 3195,65}{198,46}} = 13,9 \text{ см}$$

Ширина полиць зверху і знизу

$$b_f' = b_f = 146 \text{ см}$$

Ширина звісу полиці

$$b_{f3a} = \frac{A}{h_1} = \frac{198,46 \cdot 7}{13,9 \cdot 2} = 50 \text{ см}$$

Ширина ребра

$$b = b_f - 2 \cdot b_{f3a} = 146 - 2 \cdot 50 = 46 \text{ см}$$

Товщина полиць

$$h_f = h_f' = 3 + \frac{15,9 - 13,9}{2} = 4 \text{ см}$$

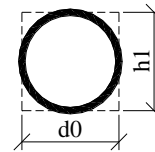
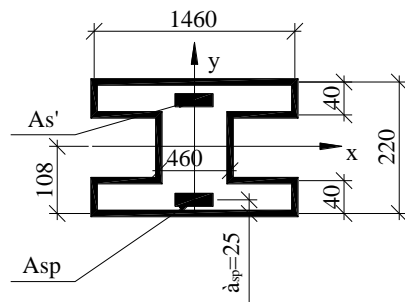


Рис. 3.7. Розрахунків переріз плити
прямокутник

Рис. 3.8. Еквівалентний

Пружнопластичний момент опору приведенного перерізу, при $\gamma = 1,5$, відносно нижньої грані:

$$W_m = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10162,05 = 15243,08 \text{ см}^3$$

відносно верхньої грані:

$$W'_m = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 9799,12 = 14698,68 \text{ см}^3$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу:

– до верхньої ядрової точки

$$r_{\text{я}} = 0,8 \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 0,8 \frac{10162,05}{1860,1} = 4,37 \text{ см}$$

– до нижньої ядрової точки

$$r'_{\text{я}} = 0,8 \frac{W'_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 0,8 \frac{9799,12}{1860,1} = 4,21 \text{ см}$$

Визначення втрат попередньо-напруженої арматури

Початкове попереднє напруження арматури, яке передається на потдон:

$$\sigma_0 = 0,75 R_s^n = 0,75 \cdot 590 = 443 \text{ МПа},$$

де R_s^n – нормальний опір арматури А 600С

Визначаємо величину – p :

$$p = 30 + \frac{360}{\ell_1} = 30 + \frac{360}{10} = 66 \text{ МПа}, \text{ припустимі відхилення}$$

$$\ell_1 = \ell n + 4m = 6 + 4 = 10 \text{ м} \text{ – відстань між зовнішніми гранями форми}$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_0 + p = 443 + 66 = 509 \text{ МПа} < R_s^n = 590 \text{ МПа}$$

$$\sigma_0 - p = 443 - 66 = 377 \text{ МПа} > 0,3 R_s^n = 177 \text{ МПа}$$

Умови виконуються.

1 метр – подовження для закріплення на упорах форми.

Призначаємо передатну міцність бетону

$$R_b = 17 \text{ МПа} > R_{bp} = 0,7 \cdot 17 = 12 \text{ МПа} > 0,5 R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

При визначенні втрат напруги коефіцієнт точності напруги арматури

приймаємо $\gamma_{sp} = 1$.

Визначення перших утрат напруги (до обтиснення бетону)

Втрати від релаксації напруги конструкції

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_0 = 0,03 \cdot 443 = 13,3 \text{ МПа}$$

– від температурного перепаду

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,2 \text{ МПа}$$

– від деформації анкерів та деформації сталеві форми

$\sigma_3 = \sigma_5 = 0$, тому що вони враховані при визначенні повного продовження арматури.

– від швидконатекаючої повзучості

Сила обтиснення

$$P_{sp} = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 34,85 \cdot 5,65 = 196,9 \text{ кН}$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_5 = 443 - 13,3 - 81,2 - 0 - 0 = 348,5 \text{ МПа}$$

Ексцентриситет сили P_{sp}

$$e_{sp} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot e_0}{P_{sp}} = \frac{34,85 \cdot 5,65 \cdot 8,3}{196,9} = 8,3 \text{ см}$$

Напряга в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp}

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{sp}}{A_{red}} + \frac{P_{sp} \cdot e_{sp} \cdot e_0}{J_{red}} = \frac{196,9}{1860,1} + \frac{196,9 \cdot 8,3 \cdot 10,8}{109750,1} = 0,27 \text{ кН/см}^2$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 12 = 0,55 < 0,8$$

Так як $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,27}{1,2} = 0,23 < \alpha = 0,55$,

то значення втрати від швидконатекаючої повзучості знаходимо по формулі:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 2,7 / 12 = 7,7 \text{ МПа}$$

Перші втрати напруги в арматурі

$$\sigma_{\ell,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 13,3 + 81,2 + 0 + 0 + 7,7 = 102,2 \text{ МПа}$$

Напруження в напруженій арматурі з врахуванням перших втрат:

$$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \sigma_{\ell,1} = 443 - 102,2 = 340,8 \text{ МПа}$$

Зусилля обтиснення бетону з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{0,1} \cdot A_{sp} = 1 \cdot 34,08 \cdot 5,65 = 192,55 \text{ кН}$$

Напруження в бетоні після обтиску:

$$\sigma_{bsp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{sp}}{J_{red}} e_{sp} = \frac{192,55}{1860,1} + \frac{192,55 \cdot 8,3}{109750,1} 8,3 = 0,22 \text{ кН/см}^2 < 0,7 \cdot 1,2 = 0,84 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується.

Другі втрати (після обтиснення бетону)

Втрати від осідання бетону

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа для бетону класу В35 і менше}$$

Втрати від повзучості бетону

$$\text{Так як } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,27}{1,2} = 0,23 < 0,75,$$

то значення втрати від повзучості бетону знаходимо по формулі:

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \cdot 0,55 \cdot 2,7 / 12 = 18,6 \text{ МПа}$$

Другі втрати напруги в арматурі

$$\sigma_{\ell,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 18,6 = 53,6 \text{ МПа}$$

Сума втрати напруги в арматурі

$$\sigma_{\ell} = \sigma_{\ell,1} + \sigma_{\ell,2} = 102,2 + 53,6 = 155,8 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

Напруження в напруженій арматурі з врахуванням всіх втрат:

$$\sigma_{0,2} = \sigma_0 - \sigma_{\ell} = 443 - 155,8 = 287,2 \text{ МПа}$$

Зусилля обтиснення бетону з урахуванням всіх втрат:

$$P_2 = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{0,2} \cdot A_{sp} = 1 \cdot 28,72 \cdot 5,65 = 162,27 \text{ кН}$$

Розрахунок по міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента.

Так, як на приопорних ділянках панелі довжиною по 1,5 м з кожної сторони ставимо по 4 каркаси ($n=4$) з поперечними стержнями діаметром 4 мм, встановленими на відстані один від одного $S_w = 10\text{см}$.

$$\text{Тоді } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{2,9 \cdot 10^4} = 5,86,$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w} = \frac{4 \cdot 0,126}{46 \cdot 10} = 0,0011,$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,0011 = 1,032$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,847.$$

Так як умова $Q = 42,0\text{кН} < 0,3 \cdot R_g \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} = 0,3 \cdot 1,7 \cdot 0,9 \cdot 46 \cdot 19,5 \cdot 0,847 \cdot 1,032 = 359,9\text{кН}$ виконується, то прийняті розміри перерізу достатні.

Визначаємо коефіцієнт $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5$, який враховує вплив

стиснутих полиць таврових перерізів, при цьому значення b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$:

$$b'_f = b + 3h'_f = 46 + 3 \cdot 4 = 58\text{см}, \text{ тоді}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{(58 - 46) \cdot 4}{46 \cdot 19,5} = 0,04 < 0,5.$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{st} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \frac{162,27}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 46 \cdot 19,5} = 0,17 < 0,5.$$

Так як умова

$$Q = 42,0\text{кН} < 0,6 \cdot R_{st} \cdot b \cdot h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n) = 0,6 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 46 \cdot 19,5 (1 + 0,04 + 0,17) = 70,3\text{кН}$$

виконується, розрахунок поперечної арматури не потрібен.

Коефіцієнт точності напруги арматури:

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

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_0} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{66}{443} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{5}} \right) = 0,11,$$

де n_p - кількість стержнів напруженої арматури в перерізі.

$$\gamma_{sp} = 1 + 0,11 = 1,11 \text{ чи } \gamma_{sp} = 1 - 0,11 = 0,89$$

Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу, по виникненню і розкриттю тріщин.

Для визначення моменту тріщиноутворення визначаємо величину максимального напруження в стиснутій зоні бетону

$$\sigma_b = \frac{M^n}{J_{red}} y + \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_0}{J_{red}} y = \frac{5190}{109750,1} (22 - 10,8) + \frac{162,27}{1860,1} - \frac{162,27 \cdot 8,3}{109750,1} (22 - 10,8) = 0,48 \text{ кН/см}^2 = 4,8 \text{ МПа}$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{4,8}{22} = 1,38 > 1 \text{ (приймаємо } \varphi = 1 \text{)}.$$

$$r = 1 \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{10162,05}{1860,1} = 5,46 \text{ см}.$$

Визначаємо момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_m + \gamma_{sp} P_2 (r + e_0) = 0,18 \cdot 15243,08 + 0,89 \cdot 162,27 (5,46 + 8,3) = 4730,98 \text{ кН} \cdot \text{см} = 47,31 \text{ кН} \cdot \text{м} < 51,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В перерізі, нормальному до поздовжньої осі елементу, утворюються тріщини і потрібний розрахунок по їх розкриттю.

Оскільки $M_{crc} = 47,31 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_l^n = 30,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то при дії тільки довготривалого навантаження тріщин не буде, т.т. $\sigma_{crc,2} = 0$. Тому потрібно визначити ширину розкриття тріщин лише від короткочасної дії всього нормативного навантаження.

Обчислюємо характеристики:

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{5,65}{46 \cdot 19,5} = 0,006 < 0,02 ;$$

При короткотривалій дії навантаження ($\nu = 0,45$)

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f' + \frac{\alpha}{2\nu} (A_s' + A_{sp}')}{b \cdot h_0} = \frac{(146 - 46) \cdot 4 + \frac{6,6}{2 \cdot 0,45} (0,565 + 0)}{46 \cdot 19,5} = 0,451 ;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0} \right) = 0,451 \left(1 - \frac{4}{2 \cdot 19,5} \right) = 0,41.$$

Обтискаюча сила прикладена в центрі ваги арматури, т.т. $e_{sp} = 0$, при цьому

$$M_{tot} = M^n + P_2 \cdot e_{sp} = M^n = 51,9 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо величину, яка характеризує навантаження:

$$\sigma_m = \frac{M_{tot}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{5190}{46 \cdot 19,5^2 \cdot 2,2} = 0,14$$

Сила обтиснення з урахуванням коефіцієнта точності напруження:

$$P_2 = 0,89 \cdot 162,27 = 144,42 \text{кН}, \text{ прикладене в центрі ваги перерізу арматури.}$$

Ексцентриситет повздовжньої сили $N_{tot} = P_2$ відносно центру ваги при дії повного навантаження:

$$e_{s,tot} = \frac{M_{tot}}{N_{tot2}} = \frac{5190}{144,42} = 35,94 \text{см}$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,14+0,41)}{10 \cdot 0,006 \cdot 6,6}} + \frac{1,5+0,451}{11,5 \frac{35,94}{19,5} - 5} = 0,21.$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 19,5 \left[1 - \frac{\frac{4}{19,5} 0,451 + 0,21^2}{2(0,451 + 0,21)} \right] = 17,49 \text{см}.$$

Приріст напруги в розтягнутій арматурі при дії всього навантаження

$$\sigma_s = \frac{M_n - P(z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{5190 - 144,42(17,49 - 0)}{(0 + 5,65)17,49} = 27,0 \text{кН/см}^2.$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин при $\delta = 1$, $\varphi_l = 1$, $\eta = 1$

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} \sqrt{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{270}{19 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,006)^{\frac{2}{3}} \sqrt{12} = 0,19 \text{мм}, \text{ що менше}$$

допустимої величини $a_{crc,adm} = 0,4 \text{мм}.$

Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елементу.

Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елементу на виникнення

тріщин виконують для опорного перерізу на рівні центру ваги.

Приведений статичний момент частини перерізу, розміщеної вище центру ваги, відносно осі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу

$$S_{red} = 146 \cdot 4 \left(12 - \frac{4}{2} \right) + 46 \cdot 5,86 \cdot 3,65 = 6824 \text{ см}^3$$

Послідовно визначаємо:

дотичні напруги на рівні центру ваги перерізу

$$\tau_{xy} = \frac{Q_n S_{red}}{J_{red} b} = \frac{35,6 \cdot 6824}{109750,1 \cdot 46} = 0,048 \text{ кН/см}^2 = 0,48 \text{ МПа};$$

Нормальні напруги на тому ж рівні

$$\sigma_x = \frac{P_2}{A_{red}} = \frac{144,42}{1860,1} = 0,08 \text{ кН/см}^2 = 0,8 \text{ МПа}, \quad \sigma_y = 0.$$

Визначаємо головні розтягуючі напруження

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{0,8 - 0}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,8 - 0}{2} \right)^2 + 0,48^2} = 1,2 \text{ МПа},$$

головні стискаючі напруження

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{0,8 - 0}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,8 - 0}{2} \right)^2 + 0,48^2} = -0,17 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_1 B} = \frac{1 - \frac{0,17}{22}}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,98 > 1.$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1$.

Перевіряємо умову $\sigma_{mc} = 1,2 \text{ МПа} < \gamma_{b4} R_{bt,ser} = 1 \cdot 1,8 = 1,8 \text{ МПа}$.

Оскільки умова виконується то тріщини в перерізах, похилих до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

Розрахунок по деформаціях.

Оскільки відношення $l/h = 583,5/22 = 26,5 > 10$, то визначаємо тільки величину прогину, обумовлену дією моменту, що вигинає, без урахування впливу поперечних сил.

Гранично допустимий прогин для даної панелі $f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{583,5}{200} = 2,92\text{см}$. Він обумовлений естетичними вимогами, тому розрахунок по деформаціям проводимо тільки на дію постійних нетривалих навантажень при коефіцієнті надійності по навантаженню, рівному одиниці.

Оскільки в перерізі, нормальному до поздовжньої осі панелі, тріщини утворюються тільки при дії усього навантаження, а при дії тільки постійного і тривалого навантаження вони закриваються, то розрахунок по деформаціям проводимо як для елементів без тріщин, але з урахуванням збільшення кривизни і прогину на 20 %.

Тепер обчислюваний кривизну

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_bJ_{red}}$$

від постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_2} = \frac{51900 \cdot 2 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 109750,1} = 4,6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

від короткочасного вигину

$$\frac{1}{r_3} = \frac{144,42 \cdot 8,3 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^3 \cdot 109750,1} = 0,53 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Оскільки напруга обтискання бетону верхнього волокна

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{sp}}{J_{red}} e_{sp} = \frac{192,55}{1860,1} - \frac{192,55 \cdot 8,3}{109750,1} 11,3 = -0,06 \text{ кН/см}^2,$$

тобто в цьому волокні з'являється розтягуюча напруга, то при визначенні кривизни

вигину $\frac{1}{r_4}$ приймемо $\sigma'_b = 0$, $\varepsilon'_b = 0$. Тоді

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\sigma_b}{E_s h_0} = \frac{10,8 + 35 + 18,6}{19 \cdot 10^4 \cdot 19,5} = 1,74 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогини від відповідних силових впливів будуть:

- від постійного і тривалого навантаження

$$f_2 = \frac{1}{r_2} s l^2 = 4,6 \cdot 10^{-5} \frac{5}{48} 583,5^2 = 1,63 \text{ см},$$

- від короткочасного вигину

$$f_3 = \frac{1}{r_3} sl^2 = 0,53 \cdot 10^{-5} \frac{1}{8} 583,5^2 = 0,23 \text{ см},$$

- від тривалого вигину

$$f_4 = \frac{1}{r_4} sl^2 = 1,74 \cdot 10^{-5} \frac{1}{8} 583,5^2 = 0,74 \text{ см}.$$

Сумарний прогин при тривалій дії навантаження
 $f = f_2 - f_3 - f_4 = 1,63 - 0,23 - 0,74 = 0,66 \text{ см} < f_{adm} = 2,92 \text{ см}$, тобто не перевищує допустиму величину.

Перевірка міцності панелі на зусилля, які виникають у стадії виготовлення, транспортування і монтажу.

Монтажні петлі розташовані на відстані 0,35 м від торця панелі, в цих же

місцях повинні укладатися прокладення при перевезенні панелі і її складуванні.

Навантаженням на панель є її власна вага з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,8 і зусилля обтискання.

Згинаючий момент в перерізі у петель від власної ваги

$$M_g = \frac{3,14 \cdot 1,8 \cdot 1,2 \cdot 0,35^2}{2} = 0,42 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Зусилля обтискання в граничному стані

$$P = (\gamma_{sp} \cdot \sigma_{0,1} - 330) \cdot A_{sp} = (1,11 \cdot 340,8 - 330) \cdot 5,65 \cdot 100 = 27283 \text{ Н} = 27,28 \text{ кН}.$$

Згинаючий момент від цього зусилля відносно осі, що проходить через точку прикладення зусилля в розтягнутій при виготовленні, транспортуванні і монтажі арматурі $M_p = P(h_0 - a') = 27,28(19,5 - 2,2) = 472 \text{ кН} \cdot \text{см} = 4,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Сумарний момент $M = M_p + M_g = 0,42 + 4,72 = 5,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Для сприйняття цього моменту зверху поставлена сітка, що має поздовжні стержні 7 Ø3 Вр-I. Крім того, панель має 4 каркаси з верхніми стержнями 4 Ø4 Вр-I. Таким чином площа розтягнутої при виготовленні, транспортуванні і монтажі арматури $A_s = 0,99 \text{ см}^2$. Арматура в нижній стислій зоні складається з нижніх стержнів приопорних каркасів 4 Ø4 Вр-I ($A'_s = 0,50 \text{ см}^2$).

Перевірку міцності перерізу проводимо так само, як при позацентровому стисненні приймаючи $\eta = 1$.

Висота стислої зони

$$x = \frac{P + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_{bp}^0 \cdot b'_f} = \frac{27280 + 360 \cdot 0,99 \cdot 100 - 360 \cdot 0,5 \cdot 100}{9,72 \cdot 146 \cdot 100} = 0,32 \text{ см} < h'_f = 3 \text{ см}$$

(нейтральна вісь проходить в полиці) і шукана несуча здатність

$$N_{adm} = \frac{R_{bp}^0 b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s z_s}{e} = \frac{9,72 \cdot 146 \cdot 0,32 (22 - 2,2 - 0,5 \cdot 0,32) 100 + 360 \cdot 0,5 \cdot 100 (19,5 - 2,2)}{19,5 - 2,2} = 70394 \text{ Н} = 70,4 \text{ кН} > P = 27,28 \text{ кН}$$

Тобто несуча здатність забезпечена.

Розрахунок монтажної петлі

Розрахунок петель виконуємо за формулою

$$A_s = \frac{P \cdot K_q}{R_s \cdot n} = \frac{30,94 \cdot 1,5}{225 \cdot 10^3 \cdot 2} = 1,03 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,03 \text{ см}^2,$$

де P – розрахункова вага панелі

$$P = h_{red} \cdot b_n \cdot l_n \cdot \gamma_{зб} \cdot \gamma_f = 0,125 \cdot 1,5 \cdot 6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 30,94 \text{ кН}$$

$n = 2$ – кількість петель в розрахунку

Приймаємо петлі Ø12 А240С, $A_s = 1,13 \text{ см}^2$.

Мінімальна довжина анкерівки петлі в бетоні при його міцності 70%

$$\ell_a = 30 \cdot d_n = 30 \cdot 12 = 420 \text{ мм}$$

Армування плити

Плиту армуємо звареними арматурними виробами – сітками і каркасами. На опорних ділянках плити встановлюємо сітки С-2 з арматури $\varnothing 4$ Вр-I, що поліпшують анкерування арматури, що напружується, у нижній зоні плити. У верхній стиснутій зоні плити встановлюємо сітку С-1, що призначена для сприйняття монтажного навантаження і підсилює бетон.

Розміри сіток С-1, С-2 приведені на кресленнях плити.

3.2. Розрахунок збірного залізобетонного сходового маршу

Сходовий марш використовується для сходової клітини надбудови будинку для 3-го і 4-го поверхів в осях В-Г .

Сходовий марш виготовлений з залізобетону. Твердіння залізобетону відбувається в теплових камерах при природному тиску. Відпускна міцність бетону не менше 70% від проектної. Сходовий марш спирається на сходові площадки, які, в свою чергу, спираються на цегельні стіни товщиною 640 мм і 380 мм.

Сходовий марш армується виробами, що виконуються зварюванням за ГОСТ 109.22.-75. захисний шар бетону для сіток приймається – 10 мм, а для арматури не менше – 20 мм.

Для проектування сходового маршу приймаються матеріали:

– бетон класу В15:

$\gamma_{b2} = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи, враховує вплив довгодіючого навантаження на несучу здатність залізобетонних елементів;

$$R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65 \text{ МПа}, R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,68 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 11 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,15 \text{ МПа},$$

$$E_b = 2,05 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

– робоча арматура класу А 400С:

$$R_{s,ser} = 390 \text{ МПа}, R_s = 365 \text{ МПа}, E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

– арматура стінок і каркаса класу Вр-І:

$$R_{s,ser} = 395 \text{ МПа}, R_s = 360 \text{ МПа}, R_{sw} = 260 \text{ МПа}, E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

До тріщиностійкості маршу пред'являються вимоги 3-ої категорії.

Визначаємо навантаження, які діють на 1 м² горизонтальної проекції сходового маршу в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2.

Підрахунок навантажень на 1 м² горизонтальної проекції сходового маршу

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне, кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове, кН/м ²
ПОСТІЙНЕ				
1. Плитка керамічна	0,01 · 23	0,23	1,2	0,28
2. Цементно-піщана стяжка	0,02 · 18	0,36	1,3	0,47
3. Власна вага маршу	$\frac{14,2}{3 \cdot 1,35}$	3,51	1,1	3,86
4. Огорожа і поручні		0,2	1,1	0,22
РАЗОМ:		4,3		4,83
ТИМЧАСОВЕ				
	По ДБН			
1. Короткочасне		3,0	1,2	3,6
РАЗОМ:		3,0		3,6
ВСЬОГО:		$q^n = 7,3$		$q = 8,43$
ПРИЙМАЄМО:		$q^n = 7,3$		$q = 8,5$

Визначення тиску на один метр погонний і внутрішні зусилля

Ухил маршу характеризується величинами (рис. 3.9.):

$$\operatorname{tg} \alpha = 16,5/30 = 0,55, \alpha = 29^\circ, \cos \alpha = 0,875.$$

Навантаження на 1 м довжини маршу, діючі по нормалі до його осі:

- розрахункове повне

$$q = 8,5 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 10,04 (\text{кН/м});$$

- нормативне повне

$$q^n = 7,3 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 8,62 (\text{кН/м});$$

- нормативне тривало діюче

$$q_l^n = 4,3 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 5,08 (\text{кН/м});$$

- нормативне короткочасне

$$q_{sh}^n = 3,0 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 3,54 (\text{кН/м}).$$

Розрахунковий проліт при довжині обпирання $c = 9 \text{ см}$:

$$l_0 = l - \frac{2}{3}c = (391,3 - 9,8) - \frac{2}{3} \cdot 9 = 375,5 \text{ см}$$

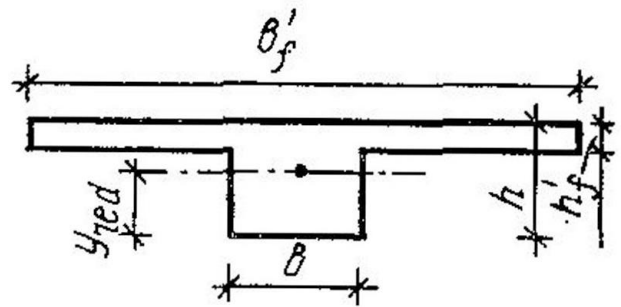
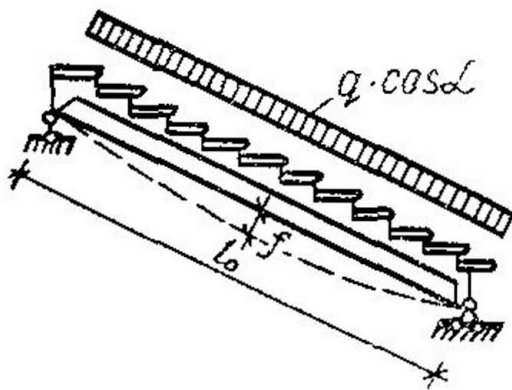


Рис. 3.9. Розрахункова схема

Рис. 3.10. Розрахунковий переріз

сходового маршу сходового маршу

$$l = 2,77 \text{ м}$$

Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{10,04 \cdot 3,755^2}{8} = 17,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{10,04 \cdot 3,755}{2} = 18,9 \text{ кН}.$$

Зусилля від нормативного навантаження:

$$Q = 10,8 \text{ кН}$$

- ПОВНОГО

$$M^n = \frac{q^n \ell_0^2}{8} = \frac{8,62 \cdot 3,755^2}{8} = 15,2 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = \frac{q^n \ell_0}{2} = \frac{8,62 \cdot 3,755}{2} = 16,2 \text{кН}$$

- тривало діючого

$$M_l^n = \frac{q_l^n \ell_0^2}{8} = \frac{5,08 \cdot 3,755^2}{8} = 9,0 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_l^n = \frac{q_l^n \ell_0}{2} = \frac{5,08 \cdot 3,755}{2} = 9,5 \text{кН} .$$

- короткочасного

$$M_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n \ell_0^2}{8} = \frac{3,54 \cdot 3,755^2}{8} = 6,2 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n \ell_0}{2} = \frac{3,54 \cdot 3,755}{2} = 6,7 \text{кН} .$$

Розрахунок по міцності перерізів, нормальних

до поздовжньої осі елемента.

За розрахунковий переріз маршу приймають тавровий з характеристиками:

- висота $h = 18,7 \text{см}$,

- ширина ребра $b = 2 \frac{10+12}{2} = 22 \text{см}$,

- ширина полиці $b_f' = 135 \text{см}$,

- товщина полиці $h_f' = 3 \text{см}$.

Визначаємо площу перерізу поздовжньою робочою арматури.

При $a = 3 \text{см}$, робоча висота перерізу $h_0 = 18,7 - 3 = 15,7 \text{см}$.

При $\alpha_1 = 0,85$, $\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,789$.

Значення $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{МПа}$, $\sigma_{scu} = 500 \text{МПа}$, тоді

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,655,$$

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,655 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,655) = 0,441.$$

Так як

$$M_t = b_f \cdot h_f' \cdot R_b (h_0 - 0,5h_f') = 135 \cdot 3 \cdot 0,765 (15,7 - 0,5 \cdot 3) = 4399,5 \text{кН} \cdot \text{см} = 44 \text{кН} \cdot \text{м} > M = 17,7 \text{кН} \cdot \text{м}$$

то нейтральна вісь проходить в межах полиці і переріз розглядають як прямокутний шириною $b_f' = 135 \text{см}$.

$$\text{Визначаємо } A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{e_2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{1770 \cdot 0,95}{0,765 \cdot 135 \cdot 15,7^2} = 0,066 \text{см}^2 < A_R = 441.$$

Знаходимо коефіцієнти $\xi = 0,069$, $\eta = 0,961$ (по інтерполяції).

ξ	η	A_0
0,060	0,970	0,058
0,069	0,961	0,066
0,070	0,960	0,067

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$:

$$0,069 < 0,655$$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{1770 \cdot 0,95}{36,5 \cdot 15,7 \cdot 0,961} = 3,05 \text{см}^2$$

За сортаментом арматурної сталі приймаємо: 2 Ø14 А 400С, $A_s^n = 3,08 \text{см}^2$

Діаметр поперечних стержнів приймаємо конструктивно, при поздовжній робочій арматурі Ø14 мм, поперечна повинна бути не менше Ø 5 мм ($f_w = 0,196 \text{см}^2$).

Розрахунок по міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі елементу.

Обчислюємо величини $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,924$,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,05 \cdot 10^4} = 9,76 \text{ і задаємося } S_w = 10 \text{см}.$$

$$\text{Тоді } A_{sw} = \eta f_w = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{см}^2, \mu_w = \frac{A_{sw}}{b S_w} = \frac{0,392}{22 \cdot 10} = 0,0018 \text{ і}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 9,76 \cdot 0,0018 = 1,088.$$

Так як умова

$Q = 18,9 \text{кН} < 0,3 \cdot R_g \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} = 0,3 \cdot 0,765 \cdot 22 \cdot 15,7 \cdot 0,924 \cdot 1,088 = 79,7 \text{кН}$ виконується, то прийняті розміри перерізу достатні.

Так як умова $Q = 18,9 \text{кН} > 0,6 \cdot R_{gt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7 = 14,1 \text{кН}$ не виконується, потрібен розрахунок поперечної арматури.

Послідовно визначаємо:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{26,0 \cdot 0,392}{10} = 1,02 \text{кН / см},$$

коефіцієнт $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5$ враховує вплив стиснутих полиць таврових

перерізів, при цьому значення b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$:

$$b'_f = b + 3h'_f = 227 + 3 \cdot 3 = 31 \text{см}, \text{ тоді}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{(31 - 22) \cdot 3}{22 \cdot 15,7} = 0,059 < 0,5.$$

Коефіцієнт $\varphi_n = 0$ при відсутності попереднього напруження, тоді

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,059 + 0) 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{1,02}} = 27,8 \text{см}.$$

Так як $C_0 = 27,8 \text{см} < 2 \cdot 15,7 = 31,4 \text{см}$, то

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4 \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2} = \frac{18900^2}{4 \cdot 2 (1 + 0,059 + 0) 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2 \cdot 100} = 114,3 \text{Н/м}, \text{ тоді}$$

Ошибка!

Ошибка

связи..

$$S_{\max} = \frac{0,75 \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2 (1 + 0,059 + 0) 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{18,9} = 31,0 \text{см}.$$

Оскільки прийнятий крок поперечних стержнів $S = 10 \text{см}$ менше отриманих S і S_{\max} і конструктивних міркувань його збільшувати не можна, то залишаємо цей крок для конструювання. Призначений крок поперечних стержнів $S = 10 \text{см}$ встановлюємо в крайніх чвертях прольоту маршу, в середній половині якого крок поперечних стержнів приймаємо $S = 20 \text{см}$.

Перевірку міцності похилих перерізів на дію моменту, що вигинає, можна

не проводити, якщо конструктивні заходи, по анкерівці поздовжніх стержнів у опорних перерізах, забезпечують їх приварювання до накладних деталей армування маршу

в полиці по конструктивним міркуванням поставлена сітка С-1, а в верху поздовжніх ребер є монтажні стержні $2\emptyset 4 \text{Вр-I}$, тоді уся верхня арматура складе

Модулі пружності арматури

Табл. 1.6

Клас арматури	A 240C, A 300C	A 400C	Вр-I
Еквивалентні класи арматури	$2,1 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,7 \times 10^5$

9Ø4Bp - I, $A'_s = 1,13\text{см}^2$.

Розрахунок по граничним станам другої групи

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_s \cdot A_s = 135 \cdot 3 + 22 \cdot 15,7 + 9,76 \cdot 3,08 = 781\text{см}^2$$

Статистичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = S + \alpha S_s = 135 \cdot 3 \cdot 17,2 + 15,7 \cdot 22 \cdot 7,85 + 9,76 \cdot 3,08 \cdot 3 = 9768\text{см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 9768 / 781 = 12,5\text{см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$J_{red} = J + J_s \alpha_s = \frac{135 \cdot 3^3}{12} + 135 \cdot 3 \cdot 4,79^2 + \frac{22 \cdot 15,7^3}{12} + 22 \cdot 15,7 \cdot 4,65^2 + 9,76 \cdot 3,08 \cdot 9,5^2 = 26872\text{см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу :

$$W_{red} = J_{red} / y_0 = 26872 / 12,5 = 2150\text{см}^3$$

Пружно-пластичний момент опору при $\gamma = 1,75$:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 2150 = 3763\text{см}^3$$

Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, по виникненню і розкриттю тріщин.

Оскільки умова

$$M_r = M_n = 15,2\text{кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 0,115 \cdot 3763 = 432,75\text{кН} \cdot \text{см} = 4,33\text{кН} \cdot \text{м}$$

не виконується, то в перерізі поздовжніх ребер утворюються тріщини і потрібний розрахунок по їх розкриттю.

Обчислюємо характеристики:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{3,08}{22 \cdot 15,7} = 0,009 < 0,02 ;$$

При короткотривалій дії навантаження ($\nu = 0,45$)

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_s + A'_{sp})}{b \cdot h_0} = \frac{(135 - 22) \cdot 3 + \frac{9,76}{2 \cdot 0,45} (1,13 + 0)}{22 \cdot 15,7} = 1,02;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 1,02 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 15,7} \right) = 0,92.$$

При довготривалій дії навантаження ($\nu = 0,15$)

$$\varphi_f = \frac{(135 - 22) \cdot 3 + \frac{9,76}{2 \cdot 0,15} (1,13 + 0)}{22 \cdot 15,7} = 1,09;$$

$$\lambda = 1,09 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 15,7} \right) = 0,99.$$

Значення, які характеризують навантаження:

$$\sigma_m = \frac{M_{tot}}{bh_0^2 R_{b,ser}}:$$

Повне $M_{tot} = M_n = 15,2 \text{кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_m = \frac{1520}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,255$$

Тривало діюче $M_{tot} = M_l^n = 9,0 \text{кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_m = \frac{900}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,151$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}}:$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,255 + 0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,104$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,151 + 0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,111$$

При довготривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,151 + 0,99)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,106$$

Так як $\xi h_0 = 0,111 \cdot 15,7 = 1,74 \text{ см} < h_f' = 3 \text{ см}$, то розрахунок слід вести як для прямокутного перерізу шириною b_f' . Проте оскільки, з однієї сторони, різниця між ξh_0 і h_f' невелика, а з іншої, у деякі формули замість $h_f' = 3 \text{ см}$ потрібно підставляти $2a' = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ см}$, то результати будуть ті ж. Тому розрахунок продовжуємо без коригування.

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]:$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$z = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,104^2}{2(1,02 + 0,104)} \right] = 14,263 \text{ см}$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,111^2}{2(1,02 + 0,111)} \right] = 14,262 \text{ см}$$

При довготривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,09 + 0,106^2}{2(1,09 + 0,106)} \right] = 14,259 \text{ см}$$

Приріст напруги в розтягнутій арматурі $\sigma_s = \frac{M_n}{A_s z}$:

при короткочасній дії всього навантаження

$$\sigma_s = \frac{1520}{3,08 \cdot 14,263} = 34,6 \text{ кН/см}^2;$$

при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень

$$\sigma_s = \frac{900}{3,08 \cdot 14,262} = 20,49 \text{ кН/см}^2;$$

при тривалій дії постійного і тривалого навантажень

$$\sigma_s = \frac{900}{3,08 \cdot 14,259} = 20,49 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} \sqrt{d} :$$

при короткочасній дії всього навантаження

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{346}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,22 \text{ мм};$$

при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{204,9}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,13 \text{ мм};$$

при тривалій дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{crc3} = 1 \cdot (1,6 - 15 \cdot 0,009) \cdot 1 \frac{204,9}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,19 \text{ мм}.$$

У результаті ширина нетривалого розкриття тріщин

$$a_{crc,sh} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,22 - 0,13 + 0,19 = 0,28 \text{ мм} < a_{crc,adm} = 0,4 \text{ мм};$$

ширина тривалого розкриття тріщин

$a_{crc,l} = a_{crc3} = 0,19 \text{ мм} < a_{crc,adm} = 0,3 \text{ мм}$ тобто в обох випадках ширина розкриття тріщин не перевищує допустимої.

Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента, на виникнення тріщин.

Розрахунок виконують для опорного перерізу, де згинаючий момент близький до нуля (отже, $\sigma_x = 0$), на рівні сполучення полиці з ребром ($y = h - y_0 - h_f' = 18,7 - 12,5 - 3 = 3,2 \text{ см}$) і в центрі ваги приведенного перерізу ($y = 0$).

Статичні моменти S_{red} для відповідних рівнів дорівнюють:

$$S_{red} = 135 \cdot 3 \cdot 4,7 + 9,76 \cdot 1,13 \cdot 4,7 = 1955 \text{ см}^3;$$

$$S_{red} = 135 \cdot 3 \cdot (3,2 + 1,5) + 22 \cdot 3,2^2 \cdot 0,5 + 9,76 \cdot 1,13 \cdot (3,2 - 1,5) = 2035 \text{ см}^3$$

Відповідні дотичні напруги і головні стискуючі і розтягуючі напруги при про $\sigma_x = \sigma_y = 0$:

$$\sigma_{mc} = \tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{J_{red}b} = \frac{18,9 \cdot 1955}{26872 \cdot 22} = 0,063 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\sigma_{mc} = \tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{J_{red}b} = \frac{18,9 \cdot 2035}{26872 \cdot 22} = 0,065 \text{ кН/см}^2 .$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_1 B} = \frac{1 - \frac{0,65}{11}}{0,2 + 0,01 \cdot 15} = 2,7 > 1 .$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1$.

Перевіряємо умову $\sigma_{mc} = 0,65 \text{ МПа} < \gamma_{b4} R_{bt,ser} = 1 \cdot 1,15 = 1,15 \text{ МПа}$.

Оскільки ця умова при розрахунку на нормативні навантаження дотримується, то тріщини в перерізах, похилих до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

Розрахунок по деформаціях.

Обчислюємо коефіцієнт

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_n} :$$

при дії усього навантаження

$$\varphi_m = \frac{1,15 \cdot 3763}{15200} = 0,29 ;$$

при дії постійного і тривалого навантажень

$$\varphi_m = \frac{1,15 \cdot 3763}{9000} = 0,48 ;$$

Відповідні коефіцієнти $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ts} \varphi_m$:

від короткочасної дії усього навантаження

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,29 = 0,931 < 1 ;$$

від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,48 = 0,722 < 1;$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,48 = 0,866 < 1.$$

Тепер обчислюваний кривизну

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_i}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) E_b b h_0} \right];$$

від нетривалої дії усього навантаження

$$\frac{1}{r_1} = \frac{1520}{15,7 \cdot 14,263} \left[\frac{0,931}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,104) 0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 119,64 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_2} = \frac{900}{15,7 \cdot 14,262} \left[\frac{0,722}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,111) 0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 57,14 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_3} = \frac{900}{15,7 \cdot 14,259} \left[\frac{0,866}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,09 + 0,106) 0,15 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 85,0 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна

$$\frac{1}{r_3} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (119,64 - 57,14 + 85,0) \cdot 10^{-6} = 147,5 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Прогин маршу становить:

$$f = \frac{1}{r} s l^2 = 147,5 \cdot 10^{-6} \frac{5}{48} 375^2 = 2,2 \text{ см}$$

і його відносне значення

$$\frac{f}{l} = \frac{2,2}{375} = \frac{1}{170} < \frac{1}{200}, \text{ т.т. в межах допустимого.}$$

Перевірка хиткості полягає в тому, щоб прогин від нетривалої дії вантажу 1000 Н (додаткового до повного нормативного навантаження) не перевищував 0,7 мм.

При перевірці використовуємо дані, з попереднього розрахунку, і обчислюємо додатково:

$$\text{момент, що вигинає } M = M_n + \frac{N \cdot l_0}{4} = 15200 + \frac{1000 \cdot 3,75}{4} = 16,14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{коефіцієнт } \sigma_m = \frac{M}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{1614}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,271;$$

$$\text{відносна висота стиснутої зони } \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,271+0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,103;$$

$$\text{плече внутрішньої пари сил } z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,103^2}{2(1,02 + 0,103)} \right] = 14,263 \text{ см}$$

$$\text{коефіцієнт } \varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_n} = \frac{1,15 \cdot 3763}{16140} = 0,27;$$

$$\text{коефіцієнт } \psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,27 = 0,953 < 1.$$

Кривизна від додаткового вантажу $N = 1000 \text{ Н}$, що викликає момент, що вигинає

$$M = \frac{N \cdot l_0}{4} = \frac{1000 \cdot 3,75}{4} = 937,5 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

$$\frac{1}{r} = \frac{93,75}{15,7 \cdot 14,263} \left[\frac{0,953}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,103) 0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 7,53 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

$$\text{і прогин від цього вантажу } f = \frac{1}{r} l^2 = 7,53 \cdot 10^{-6} \frac{1}{12} 375^2 = 0,09 \text{ см} < 0,7 \text{ см}.$$

Хиткість маршу допустима.

Армування сходового маршу

Сходовий марш армуємо звареними арматурними виробами – сітками і каркасами. В повздовжніх ребрах сходового маршу встановлюємо каркаси КР-1, а в поперечних ребрах – каркаси КР-2 і КР-3. У верхній стиснутій зоні сходового маршу встановлюємо сітку С-1, що призначена для сприйняття монтажного навантаження і підсилює бетон. Розміри арматурних виробів приведені на кресленнях сходового маршу.

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

4.1. Оцінка існуючих фундаментів та умов майданчика

Інженерно-геологічні умови майданчика

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту. Зроблено три свердловини, відстань між ними становить 30-50 м. Основні фізичні показники ґрунтів приведені у таблицях 4.1., 4.2.

Таблиця 4.1.

Геологічні умови будівельного майданчика

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	№ і відмітка устя свердловини і потужність шару		
		СВ 1 132,05	СВ 2 131,75	СВ 3 131,30
1	Насипний	1,20	1,10	0,80
2	Пісок дрібнозернистий	3,60	3,90	4,00
3	Пісок середньозернистий	2,50	2,20	2,00
4	Суглинок жовтувато-сірий	3,80	3,60	3,50
	Глибина залягання підземних вод	7,80	7,90	7,70

Таблиця 4. 2.

Характеристики властивостей ґрунтів

№ п.п.	Найменування	Умов. познач.	Один. вим.	Номер шару			
				ПЕ -1	ПЕ -2	ПЕ -3	ПЕ -4
1	Щільність	ρ	т/м ³	1,67	1,91	1,95	1,85
2	Щільність часток	ρ_s	т/м ³	–	2,72	2,71	2,73
3	Природна вологість	W	–	–	0,09	0,12	0,24
4	Вологість на границі плинності	W_ℓ	–	–	–	–	0,29
5	Вологість на границі розкочування	W_p	–	–	–	–	0,19
6	Коефіцієнт фільтрації	k_ϕ	см/з	–	–	–	–
7	Кут внутрішнього тертя	φ	град.	–	32	34	22
8	Питоме зчеплення	C	кПа	–	4	2	29
9	Модуль деформації	E	МПа	–	37	38	19

Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

1. **ПЕ-1** – насипний ґрунт, що характеризується підвищеною пористістю та наявністю органічної речовини, відноситься до гумусованих супісків або суглинків. Він розглядається як злежалий. На майданчику має потужність 0,8-1,2 м. Щільність ґрунту $\rho = 1,67 \text{ т/м}^3$. Ґрунт сильностисливий та низької міцності. Тому цей ґрунт як природну основу використовувати не можна. Питома вага насипного ґрунту $\gamma_1 = \rho_1 = 1,67 \cdot 10 = 16,7 \text{ кН/м}^3$.

2. **ПЕ-2** – піщаний ґрунт, має потужність 3,6-4,0 м, характеристики:

$$\rho_s = 2,72, \quad \rho = 1,91, \quad W = 0,09.$$

$$\text{Коефіцієнт пористості } e = \frac{2,72 \cdot (1 + 0,09)}{1,91} - 1 = 0,55,$$

$$\text{Ступінь вологості } S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,09 \cdot 2,72}{0,55 \cdot 1,00} = 0,45.$$

Цей шар складається з дрібнозернистого маловологого піску, щільного залягання (ДСТУ Б В.2.1-2-96), з розрахунковим опором $R_0 = 400 \text{ кПа}$.

$$\text{Питома вага ґрунту } \gamma_2 = \rho_2 = 1,91 \cdot 10 = 19,1 \text{ кН/м}^3.$$

3. **ПЕ-3** – піщаний ґрунт, має потужність 2,0-2,5 м, характеристики:

$$\rho_s = 2,71, \quad \rho = 1,95, \quad W = 0,12.$$

$$\text{Коефіцієнт пористості } e = \frac{2,71 \cdot (1 + 0,12)}{1,95} - 1 = 0,56,$$

$$\text{Ступінь вологості } S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,12 \cdot 2,71}{0,56 \cdot 1,00} = 0,58.$$

Цей шар складається з вологого середньозернистого піску середньої щільності (ДСТУ Б В.2.1-2-96), з розрахунковим опором $R_0 = 400 \text{ кПа}$.

$$\text{Питома вага ґрунту } \gamma_3 = \rho_3 = 1,95 \cdot 10 = 19,5 \text{ кН/м}^3.$$

4. **ПЕ-4** – глинистий ґрунт жовтувато-сірий, розвідана потужність 3,50-3,80 м, характеристики: $\rho_s = 2,73$, $\rho = 1,85$, $W_n = 0,29$, $W_p = 0,19$, $W = 0,24$.

По числу пластичності $I_p = 0,29 - 0,19 = 0,10$ визначаємо, що ґрунт суглинок.

$$\text{Показник текучості } I_L = \frac{0,24 - 0,19}{0,29 - 0,19} = 0,5,$$

$$\text{Коефіцієнт пористості } e = \frac{2,73 \cdot (1 + 0,24)}{1,85} - 1 = 0,83.$$

Цей шар складається з тугопластичного суглинку (ДСТУ Б В.2.1-2-96), з розрахунковим опором $R_0 = 186 \text{ кПа}$.

$$\text{Питома вага ґрунту } \gamma_4 = \rho_4 = 1,85 \cdot 10 = 18,5 \text{ кН/м}^3.$$

Висновки по ґрунтовим умовам будівельного майданчика:

1. Ґрунт ІГЕ-1 в якості природної основи використовувати не можна;
2. Ґрунти ІГЕ-2, ІГЕ-3, придатні для використання їх як природної основи з розрахунковими показниками, що наведені у таблиці. Причому в якості несучого шару для фундаментів неглибокого закладання необхідно використовувати дрібний пісок ІГЕ-2;
3. Ґрунтові води залягають на глибині 7,3-7,9 м від поверхні і на основу і фундаменти не впливають.

Перевірка достатності розмірів фундаменту, що експлуатується

Перевіряємо достатність глибини закладання.

Глибини закладання фундаментів для будинків з технічним підпіллям чи підвалом залежить, в основному, від їхньої висоти, т.т. приймається по конструктивним міркуванням. В нашому випадку глибина закладання фундаменту від рівня чистої підлоги 1-го поверху становить: $d_k = 0,3 + 1,6 + 0,5 = 2,4 \text{ м}$, де 0,3 м – висота перекриття над технічним поверхом; 1,6 м – висота технічного поверху; 0,5 м – відстань від рівня підлоги технічного поверху до подошви фундаменту. Визначаємо абсолютну відмітку подошви фундаменту: $d_a = 132,50 - 2,4 = 130,10 \text{ м}$, де 132,50 м – абсолютна відмітка чистої підлоги 1-го поверху існуючої будівлі. Так, як найбільша глибина залягання насипного ґрунту знаходиться на відмітці 130,50 м, то основою під фундаменти слугує дрібнозернистий маловологий пісок, щільного залягання, з розрахунковим опором $R_0 = 400 \text{ кПа}$.

Визначаємо навантаження на рівні подошви фундаменту.

Спочатку визначаємо навантаження на верхньому уступі фундаменту.

Навантаження від покриття, перекриття та стіни приймаємо з попередніх

розрахунків з потрібними корективами. Оскільки фундамент стрічковий розраховуємо ділянку фундаменту 1 м.п. Вантажна площа: $A_6 = 1,0 \cdot 6,0 = 6,0 \text{ м}^2$.

Навантаження на 1 м.п. фундаменту:

- від покриття:

нормативне при $q_{\text{нок}}^n = 6,6 \text{ кН/м}^2$: $N_{\text{нок}}^n = q_{\text{нок}}^n \cdot A_6 = 6,6 \cdot 6,0 = 39,6 \text{ кН/м}$,

розрахункове при $q_{\text{нок}} = 8,1 \text{ кН/м}^2$: $N_{\text{нок}} = q_{\text{нок}} \cdot A_6 = 8,1 \cdot 6,0 = 48,6 \text{ кН/м}$;

- від перекриття:

нормативне $q_{\text{пер}}^n = 8,1 \text{ кН/м}^2$: $N_{\text{пер}}^n = q_{\text{пер}}^n \cdot A_6 = 8,1 \cdot 6,0 = 48,6 \text{ кН/м}$,

розрахункове $q_{\text{пер}} = 9,6 \text{ кН/м}^2$: $N_{\text{пер}} = q_{\text{пер}} \cdot A_6 = 9,6 \cdot 6,0 = 57,6 \text{ кН/м}$;

- від власної ваги стіни

нормативне $N_{\text{ст}}^n = n \cdot h \cdot H_{\text{нов}} \cdot \rho \cdot 1,3 = 3 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,3 = 88,0 \text{ кН/м}$,

розрахункове $N_{\text{ст}} = n \cdot h \cdot H_{\text{нов}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = 3 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 96,8 \text{ кН/м}$.

- сумарна величина поздовжньої сили на обрізі фундаменту:

нормативна $N_1^n = N_{\text{нок}}^n + n \cdot N_{\text{пер}}^n + N_{\text{ст}}^n = 39,6 + 3 \cdot 48,6 + 88,0 = 273,4 \text{ кН/м}$,

розрахункова $N_1 = N_{\text{нок}} + n \cdot N_{\text{пер}} + N_{\text{ст}} = 48,6 + 3 \cdot 57,6 + 96,8 = 318,2 \text{ кН/м}$.

Визначаємо навантаження від власної ваги фундаменту:

нормативне $N_2^n = 1,8 \cdot 0,4 \cdot 25 + 0,3 \cdot 1,2 \cdot 25 = 27,0 \text{ кН/м}$.

Визначаємо навантаження від ваги ґрунту на уступах фундаменту:

нормативне $N_3^n = 0,2 \cdot (1,2 - 0,4) \cdot 22 = 3,5 \text{ кН/м}$.

Сумарне нормативне навантаження на рівні підосви фундаменту:

$N^n = N_1^n + N_2^n + N_3^n = 273,4 + 27,0 + 3,5 = 303,9 \text{ кН/м}$.

Середнє напруження на рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{\text{ст}} = \frac{N^n}{b \cdot 1,0} = \frac{303,9}{1,2 \cdot 1,0} = 253,25 \text{ кПа},$$

де $b = 1,2 \text{ м}$ - ширина підосви існуючого фундаменту.

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = R_1 = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} (1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 19,1 + 6,34 \cdot 0,56 \cdot 18,6 + (6,34 - 1) 0,7 \cdot 18,6 + 8,55 \cdot 4,0) = 286,9 \text{ кПа},$$

де $\gamma_{c1} = 1,3$
 $\gamma_{c2} = 1,1$, при $L/H = 52,4/12 = 4,4$ } - коефіцієнти умов роботи,

$k = 1$ - коефіцієнт, при міцнісних характеристиках ґрунту (φ і c) визначених безпосередніми випробуваннями,

$$\left. \begin{array}{l} M_\gamma = 1,34 \\ M_q = 6,34 \\ M_c = 8,55 \end{array} \right\} \text{ - коефіцієнти,}$$

$k_z = 1$ - при $b < 10\text{м}$,

$b = 1,2\text{м}$ - ширина підшви фундаменту,

$\gamma_{II} = 19,1 \text{ кН/м}^3$ - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче за підшву фундаменту,

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{16,7 \cdot 1,0 + 19,1 \cdot 3,8}{1,0 + 3,8} = 18,6 \text{ кН/м}^3 \text{ - те ж, що залягають вище за підшву,}$$

$c_{II} = 4 \text{ кПа}$ - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту,

$$d_1 = 0,15 + 0,35 \frac{22,0}{18,6} = 0,56 \text{ м} \text{ - глибина залягання фундаментів від підлоги підвалу,}$$

де $0,15\text{м}$ - товщина шару ґрунту вище за підшву,

$0,35\text{м}$ - товщина конструкції підлоги підвалу,

$22,0 \text{ кН/м}^3$ - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу,

$d_b = 0,7\text{м}$ - глибина підвалу, відстань від рівня планування до підлоги підвалу.

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{mt} \leq R, \quad 253,25 \text{ кПа} < 286,9 \text{ кПа}$$

Умова виконується, будівля може експлуатуватися.

Виконуємо розрахунок осідання фундаменту:

$$S = A_0 \cdot b \cdot \frac{\sigma_{mt}}{E} = 2,1 \cdot 1,2 \cdot \frac{253,25}{37 \cdot 10^3} = 0,007 \text{ м} = 0,7 \text{ см},$$

де $A_0 = 2,1$ - коефіцієнт, що залежить від бокового розширення ґрунту, форми і

жорсткості фундаменту і методу визначення E , прийнятий як для жорсткого стрічкового залізобетонного фундаменту.

Перевіряємо виконання умови:

$$S \leq S_u, \quad 0,7 \text{ см} < 8,0 \text{ см},$$

де $S_u = 8,0 \text{ см}$ - допустимі значення осідання.

Умова виконується. Осадка не перевищує допустиме значення.

4.2. Розрахунок підсилення існуючих фундаментів

Умови реконструкції, що впливають на підсилення основ та фундаментів споруди.

За умови реконструкції навантаження на верхньому уступі фундаменту значно збільшуються за рахунок збільшення кількості поверхів.

Навантаження від власної ваги стіни становитиме:

нормативне $N_{cm}^n = n \cdot h \cdot H_{нов} \cdot \rho \cdot 1,3 = 5 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,3 = 146,7 \text{ кН/м}$,

розрахункове $N_{cm} = n \cdot h \cdot H_{нов} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = 5 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 161,4 \text{ кН/м}$.

- сумарна величина поздовжньої сили на верхньому уступі фундаменту:

нормативне $N_1^n = N_{нок}^n + n \cdot N_{пер}^n + N_{cm}^n = 39,6 + 5 \cdot 48,6 + 146,7 = 429,3 \text{ кН/м}$,

розрахункове $N_1 = N_{нок} + n \cdot N_{пер} + N_{cm} = 48,6 + 5 \cdot 57,6 + 161,4 = 498,0 \text{ кН/м}$.

Сумарне нормативне навантаження на рівні підоснови фундаменту:

$$N^n = N_1^n + N_2^n + N_3^n = 429,3 + 27,0 + 3,5 = 459,8 \text{ кН/м}$$

Середнє напруження на рівні підоснови фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{N^n}{b \cdot 1,0} = \frac{459,8}{1,2 \cdot 1,0} = 383,2 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$
$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} (1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 19,1 + 6,34 \cdot 0,56 \cdot 18,6 + (6,34 - 1) 0,7 \cdot 18,6 + 8,55 \cdot 4,0) = 286,9 \text{ кПа},$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{mt} \leq R, \quad 383,2 \text{ кПа} > 286,9 \text{ кПа}$$

Умова не виконується ,потрібне підсилення фундаменту.

Коефіцієнт підсилення $k = \frac{\sigma_{mt}}{R} = \frac{383,2}{286,9} = 1,336$, т.т. необхідно збільшити несучу

здатність фундаменту на 33,6%.

Можливі варіанти підсилення фундаментів

Враховуючи перенапруження по підшві існуючого фундаменту , його можна підсилити декількома способами. Вибір методу підсилення і реконструкції фундаментів мілкового закладення залежить від причин, що викликають необхідність такого підсилення, конструктивних особливостей існуючих фундаментів і ґрунтових умов майданчика. Як правило, застосовують такі методи:

- закріплення основи силікатизацією,
- шляхом збільшення ширини підшви,
- шляхом збільшення глибини закладання,
- шляхом пересадки на палі,
- влаштування нових фундаментів.

В нашому випадку приймаємо підсилення стрічкових фундаментів шляхом збільшення ширини підшви, оскільки він є найпростішим в виконанні.

Підсилення фундаменту неглибокого закладання розширенням його підшви

Підсилення фундаменту проводиться шляхом розширення його підшви з двох сторін прибетонуванням залізобетонних смуг. Для того, щоб ці нові ділянки фундаменту включилися в роботу, над ними вводять траверси - двоконсольні балки, закладені на дрібнозернистому бетоні в тіло фундаменту. Заздалегідь над існуючою фундаментною подушкою в блоках пробивають отвори, зазвичай з кроком 1,0-1,5 м, через які заводять траверси. Їх виконують із спарених швелерів або двутаврів і після бетонування смуг також оббетонують, щоб вони не піддавалися корозії.

Розрахунок посилення фундаменту.

Оскільки фундамент стрічковий розраховуємо ділянку фундаменту завдовжки $l = 100\text{см}$.

Визначаємо необхідну ширину підшви фундаменту:

$$b_1 = \frac{N^n}{R \cdot l} = \frac{459,8}{286,9 \cdot 1,0} = 1,60 \text{ м.}$$

Уточнюємо нормативне навантаження від власної ваги фундаменту:

$$N_2^n = 1,6 \cdot 0,4 \cdot 25 + 0,5 \cdot 1,6 \cdot 25 = 36 \text{ кН/м.}$$

Навантаження від ваги ґрунту на уступах фундаменту не буде $N_3^n = 0$.

Сумарне нормативне навантаження на рівні підшви фундаменту:

$$N^n = N_1^n + N_2^n + N_3^n = 429,3 + 36,0 + 0 = 465,3 \text{ кН/м.}$$

Середнє напруження на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{N^n}{b \cdot 1,0} = \frac{465,3}{1,6 \cdot 1,0} = 290,8 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту при $d_1 = 0,5 \text{ м}$:

$$\begin{aligned} R = R_1 &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} (1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,6 \cdot 19,1 + 6,34 \cdot 0,5 \cdot 25 + (6,34 - 1) 0,7 \cdot 18,6 + 8,55 \cdot 4,0) = 320,2 \text{ кПа,} \end{aligned}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{mt} \leq R, \quad 290,8 \text{ кПа} < 320,2 \text{ кПа.}$$

Умова виконується, ширина підшви фундаменту достатня.

$$\text{Запас міцності становить } \frac{R - \sigma_{mt}}{\sigma_{mt}} \cdot 100\% = \frac{320,2 - 290,8}{290,8} \cdot 100\% = 10,11\% .$$

Виконуємо розрахунок осідання фундаменту:

$$S = A_0 \cdot b \cdot \frac{\sigma_{mt}}{E} = 2,1 \cdot 1,6 \cdot \frac{290,8}{37 \cdot 10^3} = 0,026 \text{ м} = 2,6 \text{ см.}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$S \leq S_u, \quad 2,6 \text{ см} < 8,0 \text{ см},$$

де $S_u = 8,0 \text{ см}$ - допустимі значення осідання.

Умова виконується. Осадка не перевищує допустиме значення.

Розробляємо конструкцію підсилення фундаменту.

Приймаємо крок траверс $l_1 = 1,2 \text{ м}$, висоту підсилюючого об'єкта бетонування $0,5 \text{ м}$.

Ширина смуг оббетонування фундаменту з кожного боку:

$$b_c = 0,5(b_1 - b) = 0,5(1,60 - 1,20) = 0,20\text{ м} = 20,0\text{ см},$$

Навантаження, що сприймається фундаментом від реактивного тиску ґрунту $\sigma_{zp} = R = 290,8\text{ кПа} = 290,8 \cdot 10^{-4}\text{ кН/см}^2$ на ширину $b_c = 20,0\text{ см}$ і довжину $l_1 = 120\text{ см}$ рівна:

$$R_{b_c} = \sigma_{zp} \cdot l \cdot b_c = 290,8 \cdot 10^{-4} \cdot 120 \cdot 20 = 69,8\text{ кН}.$$

Це навантаження сприйматиметься кожною консоллю траверси і викликає в ній згинаючий момент:

$$M_{b_c} = R_{b_c} \cdot l_n = 69,8 \cdot \left(\frac{1,6 - 0,4}{2} \right) = 41,88\text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приймаємо переріз траверси з двотавра. Необхідний момент опору W_{tr} рівний:

$$W_{mp} = \frac{M_{b_c}}{R} = \frac{418800}{2350} = 178,2\text{ см}^3,$$

де R - розрахунковий опір стали ВСтЗпс.

Приймаємо траверсу з двох швелерів №16:

$$W_x = 93,4 \times 2 = 186,8\text{ см}^3.$$

Нові смуги фундаменту шириною b_c працюють як нерозрізні залізобетонні балки. Вони сприймають реактивний тиск на ґрунт і спираються згори в траверси. Розрахунковий момент в цих балках рівний:

$$M = \frac{q_{zp} \cdot l_1^2}{12} = \frac{58,16 \cdot 1,2^2}{12} = 6,98\text{ кН} \cdot \text{м},$$

де $q_{zp} = \sigma_{zp} \cdot b_c = 290,8 \cdot 0,2 = 58,16\text{ кН/м}$.

Задаємо висоту підсилення фундаменту (залізобетонних смуг) 30 см і захисний шар бетону до робочої арматури 70 мм, оббетонування із бетону класу В15 ($R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65\text{ МПа}$), арматура класу А 400С ($R_s = 365\text{ МПа}$). Маємо робочу висоту перерізу балок $h_0 = 300 - 70 = 230\text{ мм}$.

$$\text{Визначаємо } A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b_c \cdot h_0^2} = \frac{698}{0,765 \cdot 20 \cdot 23^2} = 0,086 < A_R = 0,44.$$

Знаходимо коефіцієнти $\eta = 0,9545$ при $A_0 = 0,086$.

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{698}{36,5 \cdot 23 \cdot 0,9545} = 0,87 \text{ см}^2$$

З конструктивних міркувань при $b_c > 150 \text{ мм}$ приймаємо два каркаси з верхньою і нижньою арматурою з $\text{Ø}8\text{A } 400 \text{ С}$ ($A_s = 2 \times 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$), поперечні стержні з арматури з $\text{Ø}6 \text{ A } 240 \text{ С}$ з кроком 250 мм.

5. ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ

5.1. Загальні відомості про технічну експлуатацію будівель

Система технічного обслуговування, ремонту й реконструкції (ТОРiP) будівель являє собою комплекс взаємозалежних організаційних і технічних заходів, спрямованих на забезпечення схоронності будівель. Ця система включає матеріальні, трудові і технічні ресурси, а також необхідну нормативну і технічну документацію. Мінімальна тривалість ефективної експлуатації будівель приведена в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1.

Мінімальна тривалість ефективної експлуатації будівель

Види жилих і громадських будівель за матеріалами основних конструкцій	Тривалість, років	
	до постановки на поточний ремонт	до постановки на капітальний ремонт
Повнозбірні великопанельні, блокові, зі стінами із цегли, природного каменю й т.п., із залізобетонними перекриттями й нормальними умовами експлуатації (житлові будинки й будівлі з аналогічним температурно-вологісним режимом основних функціональних приміщень)	3 – 5	15 – 20
Те ж, зі сприятливими умовами експлуатації при постійно підтримуваному температурно-вологісному режимі (музеї, архіви, бібліотеки й т.п.)	3 – 5	20 – 25
Те ж, з важкими умовами експлуатації при підвищеній вологості, агресивності повітряного середовища, значних коливаннях температури (лазні, пральні, басейни, грязелікарні й т.п.), а також відкриті споруди (спортивні, видовищні й т.п.)	2 – 3	10 – 15
Будівлі зі стінами із цегли, природного каменю й т.п. з дерев'яними перекриттями; дерев'яні зі стінами з інших матеріалів і нормальними умовами експлуатації (житлові будинки й будівлі з аналогічним температурно-вологісним режимом основних функціональних приміщень)	2 – 3	15 – 20
Те ж, зі сприятливими умовами експлуатації при постійно підтримуваному температурно-вологісному режимі (музеї, архіви, бібліотеки й т.п.)	2 – 3	8 – 12

<p>Те ж, з важкими умовами експлуатації при підвищеній вологості, агресивності повітряного середовища, значних коливаннях температури (лазні, пральні, басейни, грязелікарні й т.п.), а також відкриті споруди (спортивні, видовищні й т.п.)</p>		
--	--	--

Система ТОРiP забезпечує нормальне функціонування будівель протягом усього періоду їх використання по призначенню. Терміни проведення ремонту будівель або їх елементів повинні визначатися на основі оцінки їх технічного стану. Рекомендована періодичність проведення ремонтів наведена в табл. 5.2. (для елементів будинків) [22].

Таблиця 5.2.

Мінімальна тривалість ефективної експлуатації елементів будівель

Елементи будівель	Тривалість експлуатації до капітального ремонту, років	
	жилі будівлі	громадські будівлі
1	2	3
Фундаменти		
Стрічкові бутові на складному або цементному розчині*	50	50
	50	60
Стрічкові бутові на вапняному розчині й	60	60
цегельні*	40	40
Стрічкові бетонні й залізобетонні*	60	60

Бутові й бетонні стовпи	15	15
Пальові*		
Дерев'яні стільці		
<i>Стіни</i>	50	50
Великопанельні з утеплюючим шаром з мінераловатних плит, цементного фіброліта*	30	30
Великопанельні одношарові з легкого бетону*	50	50
Особливо капітальні, кам'яні (цегельні при товщині	40	40
2,5 - 3,5 цеглини) і великоблочні на складному або цементному розчині*	30	30
Кам'яні звичайні (цегельні при товщині 2 - 2,5 цегли)*	30	30
Кам'яні полегшеної кладки із цегли, шлакоблоків і черепашнику*	30	30
Дерев'яні рубані й брущаті*	15	15
Дерев'яні збірно-щитові, каркасно-засипні*	8	8
Глинобитні, саманні, каркасно-комишитові*	15	15
Герметизовані стики:	25	2
панелей зовнішніх стін мастиками незатвердіваючими		
затвердіваючими		
місць примикання віконних (дверних) блоків до граней прорізів	80	65
	80	65
<i>Перекриття</i>		
Залізобетонні збірні й монолітні*	60	50
Із цегельними зводами або бетонним заповненням по металевих балках*	30	25
	20	15
Дерев'яні по дерев'яних балках, оштукатурені міжповерхові	80	65
Те ж, горищні	25	20
По дерев'яних балках, полегшені, неоштукатурені	40	30
Дерев'яні по металевих балках		
Утеплюючі шари горищних перекриттів з:		
пінобетону		
піноскла		
1	2	3

цементного фіброліта	15	10
керамзиту або шлаків	40	30
мінеральної вати	15	10
мінераловатних плит	15	10
Підлоги		
З керамічної плитки по бетонній підставі	60	30
Цементні озалізнені	30	15
Цементні з мармуровою крихтою	40	20
Дощаті шпунтовані:		
по перекриттях	30	15
по ґрунту	20	10
Паркетні:		
дубові на рейках (на мастиці)	60(50)	30(25)
букові на рейках (на мастиці)	40(30)	20(15)
березові, осикові на рейках (на мастиці)	30(20)	15(10)
з паркетної дошки	20	10
із твердої деревинно-волокнистої плити	15	8
Мастичні на полівінілцементній мастиці	30	15
Асфальтові	8	4
З лінолеуму безосновного	10	5
Те ж, із тканинної або теплозвукоізолюючій основі	20	10
З полівінілхлоридних плиток	10	10
З кам'яних плит:	50	25
мармурових	80	40
гранітних		
Сходи	60	40
Зі збірних залізобетонних крупнорозмірних елементів*	60	40
Монолітні залізобетонні*	60	40
З кам'яних, бетонних, залізобетонних щаблів по сталевих або залізобетонним косоурам*	40	30
Накладні бетонні проступи з мармуровою крихтою	20	15
Дерев'яні	60	50
Балкони, лоджії, ганки		
Балкони:	20	15
Балкони по сталевих консольних балках (рамам) із	15	12

заповнення монолітним залізобетоном або збірними плитами	15	12
Дерев'яна підлога з оббивкою оцинкованою покрівельною сталлю	10	8
Те ж, чорною покрівельною сталлю		
Ганку:		
бетонні з кам'яними або бетонними щаблями		
дерев'яні		

1	2	3
Дах і покрівля		
Крокви та решетування:		
Крокви збірні залізобетонні	20	15
Дах із залізобетонних покрівельних панелей	10	8
Дерев'яні крокви й решетування	8	6
Утеплюючі шари сполучених безгорищних дахів вентиляованих (невентильованих) з:		
пінобетону або піноскла	40(30)	40(30)
керамзиту або шлаків	40(30)	40(30)
мінеральної вати	15(10)	15(10)
мінераловатних плит	20(15)	20(15)
Покриття дахів (покрівля)		
З оцинкованої сталі	15	15
Із чорної сталі з рулонних матеріалів (в 3-4 шару)	10	10
З керамічної черепиці	10	10
З азбестоцементних аркушів	60	60
Безрулонні мастичних по склотканині	30	30
Система водовідводу		
Водостічні труби та мілкі покриття по фасаду із сталі:		
оцинкованої сталі	10	10
Те ж, із чорної сталі	6	6
Внутрішні водостоки із труб:		
чавунних	40	40
сталевих	20	20
полімерних	10	10
Перегородки		
Шлакобетонні, бетонні, цегельні оштукатурені	75	60
Гіпсові, гіпсоволокнисті, дерев'яні оштукатурені	60	50
Двері й вікна		
Віконні й балконні заповнення:		
дерев'яні блоки	40	30
металеві блоки	50	40
Дверні заповнення житлових будинків:		
внутрішні	50	35
вхідні в квартиру	40	30
вхідні зовнішні	50	40(50)

Примітка: знаком «*» відзначені елементи, не підмети заміні протягом усього періоду використання будівель по призначенню.

Технічне обслуговування проводиться постійно протягом усього періоду експлуатації.

5.2. Технічне обслуговування будівель

Технічне обслуговування включає контроль технічного стану будівель, підтримка їх працездатності або справності, налагодження й регулювання інженерного обладнання, підготовку до сезонної експлуатації будівель і їх елементів, а також забезпечення санітарно-гігієнічних вимог до приміщень і прилягаючої території. Контроль технічного стану будівель здійснюється проведенням систематичних планових і непланових оглядів. При проведенні оглядів повинні застосовуватися ефективні методи обстеження з використанням сучасних засобів технічної діагностики.

Планові огляди підрозділяються на загальні й часткові. При загальних оглядах контролюють технічний стан будівлі в цілому, при часткових — технічний стан окремих елементів будівлі.

Загальні огляди проводять два рази в рік; навесні й восени.

При весняному огляді перевіряють готовність будівлі до експлуатації у весняно-літній період, встановлюють обсяги робіт по підготовці будівлі до експлуатації в осінньо-зимовий період і уточнюють обсяги ремонтних робіт із плану поточного ремонту в рік проведення огляду.

При осінньому огляді слід перевіряти готовність будівлі до експлуатації в осінньо-зимовий період і уточнювати обсяги ремонтних робіт по будівлям, включених у план поточного ремонту наступного року.

При проведенні часткових оглядів усувають несправності конструкцій і інженерного обладнання, які можуть бути виконані протягом часу, що приділяється на огляд.

Результати оглядів відображають у документах по обліку технічного стану будівель (журналах обліку технічного стану, спеціальних картках і ін.). Ці

документи включають: оцінку технічного стану будівель і їх елементів, виявлені несправності, причини, що спричинили їх.

Поточний ремонт проводиться з періодичністю, установленюваної при введенні в дію системи ТОРiP з урахуванням природно-кліматичних умов, конструктивних рішень і технічного стану будівель (див. табл. 5.1). Приймання закінченого поточного ремонту жилих будівель повинна здійснюватися комісія в складі представників житлово-експлуатаційної, ЖБК, органа керування житловим господарством організацій або підприємств, міністерств і відомств).

Приймання закінченого поточного ремонту об'єкта комунального або соціально-культурного призначення повинна здійснюватися комісією в складі представника експлуатаційної служби, ремонтно-будівельної (при виконанні робіт підрядним способом) організації й представника відповідного вищого органа управління.

Частина робіт з поточного ремонту жилих будівель (поточний ремонт жилих і підсобних приміщень квартир) повинна виконуватися наймачами цих приміщень за свій рахунок на умовах і в порядку, обумовлених законодавством.

Капітальний ремонт включає усунення несправностей усіх зношених елементів, відновлення або заміну (крім повної заміни кам'яних і бетонних фундаментів, що несуть стін і каркасів) їх на більш довговічні й економічні які поліпшують експлуатаційні показники ремонтованих будівель.

Крім того, при проведенні ремонту й за рахунок засобів, для нього призначених, можуть проводитися наступні роботи: перепланування квартир, що не викликає зміни основних техніко-економічних показників будинку; збільшення кількості і якості послуг; устаткування у квартирах кухонь і санітарних вузлах; розширення жилої площі за рахунок підсобних приміщень; поліпшення інсоляції жилих приміщень; ліквідація темних кухонь і входів у квартири через кухні з обладнанням при необхідності вбудованих або прибудованих приміщень для сходових кліток, санітарних вузлів або кухонь, а також балконів, лоджій і еркерів; заміна грубого опалення центральним з обладнанням котелень, теплопроводів і теплових пунктів; переустаткування печей для спалювання в них газу й вугілля;

устаткування системами холодного й гарячого водопостачання, каналізації, газопостачання із приєднанням до існуючих мереж при відстані від уведення до точки підключення до магістралей до 150 м; обладнання газоходів, водопідкачок, бойлерних; установка побутових електроплит замість газових плит або кухонних вогнищ; обладнання ліфтів, сміттепроводів і систем пневматичного сміттєвидалення в будинках з оцінкою сходового майданчика верхнього поверху 14 м і вище; перевлаштування існуючої мережі електропостачання на підвищену напругу; обладнання телевізійних і радіоантен колективного користування, підключення до телефонної й радіотрансляційної мереж; установка домофонів, електричних замків; обладнання систем протипожежної автоматики й димовидалення; автоматизація й диспетчеризація опалювальних котелень, теплових мереж, теплопунктів і інженерного встаткування житлових будинків, благоустрій двірських територій, включаючи замощення, асфальтування, озеленення, обладнання огорожень, дров'яних сараїв, устаткування дитячих, спортивних (крім стадіонів) і господарсько-побутових майданчиків; розбирання аварійних будинків; зміна конструкцій дахів; устаткування горищних приміщень жилих і нежилих будинків під експлуатавані; заміна існуючого й установка нового технологічного обладнання в будинках комунального й соціально-культурного призначення; утеплення й шумозахист будинків; заміна зношених елементів внутрішньоквартальних інженерних мереж; ремонт вбудованих приміщень у будинках. На капітальний ремонт повинне ставитися, як правило, будинок у цілому або його частина (секція, кілька секцій). При необхідності може проводитися капітальний ремонт окремих елементів будинку. При реконструкції будинків можуть, виходячи з виниклих містобудівних умов і діючих норм проектування (крім робіт, виконуваних при капітальному ремонті), здійснюватися:

- зміна планування приміщень, зведення надбудов, прибудов до будинків, а при наявності необхідних обґрунтувань - їх часткове розбирання;
- поліпшення архітектурної виразності будинків, а також благоустрій прилягаючих територій.

При реконструкції об'єктів комунального й соціально-культурного призначення може передбачатися розширення існуючих і будівництво нових будинків і споруд підсобного й обслуговуючого призначення, а також будівництво будинків і споруд основного призначення, що входять у комплекс об'єкта, замість ліквідованих.

Планування капітального ремонту й реконструкції будинків здійснюється децентралізовано виконками місцевих Рад народних депутатів, підприємствами й організаціями, що мають на балансі житловий фонд.

Реконструкція житлових будинків, здійснювана за рахунок державних централізованих капітальних вкладень й засобів фондів соціального розвитку підприємств (об'єднань) планується в порядку, установленому для розробки планів капітальних вкладень.

Плани повинні носити програмно-цільовий характер і встановлювати оптимальні строки вичерпання потреби, у ремонтних роботах, обумовленої високим фізичним зношенням будівель. У планах повинен бути чітко позначений результат, що досягається, виконання намічуваної на перспективу ремонтної програми. При цьому мається на увазі ступінь досягнення кінцевої мети: приведення всіх будинків у технічно справний стан і усунення їх морального зношення настільки, щоб обсяги капітального ремонту в наступний плановий період визначалися в основному динамікою наростання нормального фізичного зношення.

Планування повинне передбачати:

- комплексне приведення в справний стан будинків з поліпшенням їх планування й підвищенням рівня інженерного благоустрою;
- своєчасну постановку будинків на ремонт виходячи з їхнього технічного стану, установленої черговості призначення на ремонт;
- ритмічну здачу в експлуатацію будинків, закінчених ремонтом або реконструкцією;
- ефективне використання засобів, виділюваних на ремонт і реконструкцію;

- збалансованість планів з фінансовими, матеріально-технічними ресурсами, виробничими потужностями проектних і підрядних організацій і наявністю житлового фонду для тимчасового (на час ремонту) або постійного відселення проживаючих у жилих будинках, що підлягають ремонту із припиненням експлуатації.

У плануванні капітального ремонту й реконструкції застосовуються вартісні й натуральні показники. Перші є узагальнюючі, характеризують темпи економічного росту, обсяг, структуру й ефективність виробництва. Другі — характеризують ступінь задоволення конкретних потреб суспільства, матеріально-речовинну структуру виробництва, технічний рівень і якість продукції.

Капітальному ремонту підлягають будівлі, ефективна експлуатація й схоронність яких у планованому періоді не можуть бути забезпечені шляхом поточного ремонту у зв'язку з незадовільним технічним станом їх конструкцій і інженерного обладнання. Будівлю включають у плани капітального ремонту й реконструкції виходячи із черговості, зазначеної у зведених відомостях.

Капітальний ремонт будівель, що перебувають до моменту складання довгострокового плану в справному технічному стані, може передбачатися в перспективному періоді, виходячи з показників мінімальної тривалості ефективної експлуатації будівель до постановки їх на ремонт (див. табл. 5.2) з урахуванням досвідчених даних.

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки

Технологічна карта розроблена на влаштування мало ухильної рулонної покрівлі з чотиришаровим рубероїдним килимом для адміністративної будівлі центру ділової активності. Карта призначена для організації праці бригади покрівельників чисельністю 7 чоловік таким чином, щоб до мінімуму скоротити непродуктивні переходи робітників, а також переміщення матеріалів.

6.2. Склад комплексного технологічного процесу

Комплекс покрівельних робіт розділений на 8 спеціалізованих процесів:

- улаштування пароізоляції;
- улаштування утеплювача з пінополістирольних плит;
- улаштування шару з керамзитового гравію;
- улаштування цементно-піщаної стяжки;
- ґрунтування розчином бітуму;
- улаштування 4-х шарів рубероїдового килима;
- улаштування примикань з покрівельної сталі і захисної кулі.

Ці процеси є основними в виконанні робіт по влаштуванню покрівлі. Підготовчі процеси включають готування мастик, ґрунтовок і підготовку рулонного матеріалу.

6.3. Технологія й організація будівельного процесу

Перед початком виконання робіт із улаштування покрівлі повинні бути змонтовані плити покриття і забиті шви між ними розчином М150 та установлені і закріплені до плит водостічні воронки.

Після замоноличування швів між збірними залізобетонними плитами поверхня цих плит вирівнюється шляхом затірки цементним розчином М75 шаром товщиною до 5мм. Ділянки цегельних стін оштукатурюються на висоту примикання покрівельного килима й ізоляції.

Роботи починають з очищення поверхні від пилу і сміття. Для цього використовують стиснене повітря, яке подається компресором по шлангу.

Наступний етап у влаштуванні покрівлі є укладання шару пароізоляції з руберойду, товщиною 1мм. Полотнища повинні з'єднуватися між собою в поздовжніх і поперечних стиках в нахлест на 100мм. Руберойд, у місцях примикання до стін, повинний заводитися на вертикальну поверхню з таким розрахунком, щоб виключити можливість зволоження теплоізоляційного шару з боку стін.

Після улаштування пароізоляції переходять до улаштування теплоізоляції з пінополістирольних плит товщиною 100мм. Плити укладати на поверхню щільно одна до одної. Якщо ширина швів між плитами перевищує 5 мм, то їх заповнюють теплоізоляційним матеріалом тієї ж об'ємної маси. Потім виконується шар гідроізоляції з руберойду по тій же технології, що і пароізоляція. Шар руберойду покриває шар керамзитового гравію, що сортується перед укладанням і укладається по маякових рейках смугами шаром 150 мм завтовшки зі створенням потрібного ухилу покрівлі.

Основою для рулонного килима є цементно-піщана стяжка, виконана по шару утеплювача. Стяжку виконують з розчину М100, товщиною 30 мм. При влаштуванні стяжки розчин укладають смугами шириною не більше 2 м, обмежених рейками, які служать маяками. Розрівнюють цементно-піщану суміш правилом. У стяжці виконують температурно-усадочні шви шириною 10 мм, що розділяють стяжку з цементно-піщаного розчину на ділянки не більше 6х6 м. Шви одержують шляхом установки рейок товщиною 10 мм із наступним їх видаленням, а шви заливають бітумною мастикою. Цементно-піщаний розчин подається на покрівлю за допомогою розчинонасоса СБ-7.

Для наклейки килима застосовується гаряча бітумна мастика товщиною 18 мм, що укладається на шар ґрунтовки, що виконується розчином бітуму в гасі шляхом розпилення ґрунтувального складу за допомогою пневматичної установки. Ґрунтування виконується на захватці смугами шириною 3м. Поверхня

ґрунтується суцільним шаром без пропусків, витрата ґрунтовки повинна бути не більш 800 г на 1м² поверхні.

Рулонний покрівельний килим наклеюється одночасно в кілька шарів. Шари руберойду склеюються між собою мастикою. Цією ж мастикою килим приклеюється і до основи. Перед укладанням руберойд повинний бути очищений від насипок, перемотаний і витриманий у розкратаному виді. Очищення виконати за допомогою розчинника. Роботи з наклейки руберойду починають від карниза. Перший шар має ширину $\frac{1}{4}$ ширини рулону, другий – $\frac{2}{4}$ і третій – $\frac{3}{4}$ ширини рулону. Подальша наклейка виконується цілими рулонами.

Для захисту від старіння килим покривають шаром мастики товщиною 2 мм. На не охолонувшу мастику розсипають шар чистого гравію фракції 5-10мм, що утоплюється в мастику під дією власної маси. Захисне покриття варто виконувати захватками шириною 2 м. Рулонні матеріали подаються на покрівлю підйомником ГП-4.

6.4. Складування і запас матеріалів

Основні матеріали, що складуються на будівельному майданчику:

- руберойд в рулонах,
- плити полістирольні,
- керамзитовий гравій.

Ці матеріали завозяться на будівельний майданчик відповідно до заявки, як мінімум на одну робочу зміну.

Розвантаження і складування проводиться в районі складського майданчика, що є спланованою і ущільненою ділянкою.

6.5. Механізація покрівельних робіт

Будівельні машини й устаткування підібрані з урахуванням максимальної механізації робіт:

- автогудроматор Д-640;
- розчинонасос СБ-7;
- підйомник ГП-4

- установка для сушіння основи;
- установка для очищення і перемотування руберойду СТІЛЬНИК-2;
- самохідна машина для наклейки руберойду.

Калькуляція трудових витрат

№ п.п.	Обґрунтування	Найменування робіт	Склад ланки	Од. вим.	Об'єм робіт	Норма затрат праці на одиницю виміру		Витрати праці на весь об'єм робіт		Розцінка в грн	Зарплата в грн
						люд. дн.	маш. год.	люд. год.	маш. год.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	P20-39-1	Очищення основи від сміття	пок.2р-1	100м ²	5,41	–	– 0,41	5141 –	– 2,2	0,64 0,275	3-46 1-49
2	P8-52-1	Улаштування одного шару руберойду	ізоляцій н. 3р-1 2р-1	100м ²	5,41	6,7	–	36,25	–	4-49	24-30
3	B21-11-1	Подача руберойду	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,01	– 36	9 –	– 0,36	0,09 –	6-30 23-04	0-06 0-23
4		Розвантажник руберойду	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	– 1,65	0,8 –	– 0,02	0,01 –	0-80 0-97	0-00,8 0-09
5	P8-30-2	Улаштування теплоізоляції	ізоляцій н. 3р-1 2р-1	100м ²	5,41	18	–	97,38	–	12-06	65-25
6	B21-11-1	Подача утеплювача	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,05	– 42	15 –	– 2,1	0,75 –	11-20 27-04	0-56 1-35
7		Розвантаження утеплювача	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,05	– 1,8	1,8 –	– 0,09	0,09 –	1-62 1-90	0-08 0-09
8	P8-28-4	Улаштування гідроізоляції	ізоляцій н. 3р-1 2р-1	100м ²	5,41	6,7	–	36,25	–	4-49	24-30
9	B21-11-1	Подача гідроізоляції	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,01	– 36	9 –	– 0,36	0,09 –	6-30 23-04	0-06 0-23

10		Розвантаження гідроізоляції	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	- 4,85	2,42 -	- 0,05	0,02 -	2-57 3-10	0-02,5 0-03,1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
11	P8-30-1	Улаштування керамзитного шару	ізоляційн.3р-1 2р-1	100м ²	5,41	5,7	-	30,84	-	3-81,7	20-65
12	B21-11-1	Подача керамзиту	маш. 4р-1 так.2р-1	100м ³	0,81	- 70,8	17,7 -	- 57,35	14,34 -	12-39 45-31	10-04 36-75
13		Приєм цементного розчину	бетон. 3р-1	100м ²	0,13	0,28	0,28	0,04	0,04	3-45	0-45
14	P8-27-1	Подача і Улаштування цементного розчину	ізол.4р-1 3р-1	100м ²	5,41	21	-	113,6 1	-	15-64	84-61
15	P8-34-1	Ґрунтування розчином бітуму	пок.4р.	100м ²	5,41	4,1	-	22,18	-	2-62	14-17
16	P8-23-4 P8-23-5	Улаштування чотирьох шарів руберойду	пок.4р-1 3р-1	100м ²	21,64	4,8	-	103,8 7	-	3-58	77-47
17	B21-11-1	Подача руберойду	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,04	- 36	9 -	- 1,44	036 -	6-30 23-04	0-25 0-92
18		Розвантаження руберойду	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,04	- 1,65	0,8 -	- 0,07	0,032 -	0-80 0-97	0-03,2 0-04
19	P8-34-1	Улаштування захисного шару	пок.3р-1 2р-1	100м ²	5,41	6,3	-	34,08	-	4-28	23-15
20	B21-11-1	Подача гравію	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,08	- 70,8	17,7 -	- 5,66	1,42 -	12-39 45-31	0-99 3-65
21	P8-51-3	Улаштування прим. з покрівельної сталі	ізол.3р-1	100м ²	0,27	0,1	-	0,027	-	0,07	0-02

Σ	394- 81
Σ*1,92	758- 03

Таблиця 6.2.

Розрахунок обсягів робіт для покрівлі з рулонних матеріалів

№ пп	Найменування робіт	Формула підрахунку	Ед изм.	В	При м.
1	2	3	4	5	6
1	Площа даху	$S = \frac{(a_1 \cdot e_1 \cdot k) + (a_2 \cdot e_2 \cdot k)}{100} =$ $= \frac{27,75 \cdot 12 \cdot 1,04 + 33,5 \cdot 6 \cdot 1,04}{100}$	100м ²	5,41	
2	Очищення підстави від сміття	$F = S$	100м ²	5,41	
3	Пристрій першого шару руберойду	$F = S$	100м ²	5,41	
4	Необхідна кількість руберойду	$N = f_n \cdot F = 111 \cdot 5,41$	100м ²	600,51	
5	Маса руберойду	$P = \gamma \cdot F = 1,7 \cdot 600,51$	кг	1020,8 7	
6	Улаштування теплоізоляції	$F = S$	100м ²	5,41	
7	Маса теплоізоляції	$v = h \cdot S = 0,1 \cdot 54,1$ $P = \gamma \cdot v = 100 \cdot 54,1$	м ³ кг	54,1 5410	
8	Пристрій гідроізоляції	$F = S$	100м ²	5,41	
9	Пристрій керамзитного шаруючи	$F = S$	100м ²	5,41	
10	Маса керамзиту	$v = 0,15 \cdot 541$ $P = \gamma \cdot v = 600 \cdot 81,15$	м ³ кг	81,15 48690	
11	Улаштування цементної стяжки	$F = S$	100м ²	5,41	
12	Обсяг розчину	$v = h \cdot S = 0,25 \cdot 541$	м ³	13,52	
13	Улаштування чотирьох шарів руберойду	$F = 5,41 \cdot 4$	100м ²	21,64	
14	Кількість руберойду	$N = 21,64 \cdot 111$	100м ²	2402,0 4	
15	Маса руберойду	$P = \gamma \cdot N = 1,7 \cdot 2402,04$	кг	4083,4 7	
16	Улаштування примикань	$F = S \cdot 0,05 = 5,41 \cdot 0,05$	100м ²	0,27	
17	Улаштування захисного шару	$F = S$	100м ²	5,41	

18	Маса гравію	$P = 1,5 \cdot 5,62$	кг	8,43	
19	Необхідна кількість гравію	$N = 5,41 \cdot 1,04$	100м ²	5,62	

Підрахунок ТЕП

1. Обсяг робіт

$$v^H = v^n = 541,48 \text{ м}^2$$

2. Загальна трудомісткість

$$Q^H = 68,42 \text{ чел.дн.} \quad Q^n = 62 \text{ чел.дн.}$$

3. Питома трудомісткість

$$q^H = \frac{Q^H}{v} = \frac{68,42}{541,48} = 0,126 \text{ чел.дн./ м}^2 \quad q^n = \frac{Q^n}{v} = \frac{62}{541,48} \text{ чел.дн./ м}^2$$

4. Вироблення робітника за зміну

$$B^H = \frac{v}{Q^H} = \frac{541,48}{68,42} = 7,91 \text{ м}^2 / \text{чел.дн.} \quad B^n = \frac{v}{Q^n} = \frac{541,48}{62} = 8,73 \text{ м}^2 / \text{чел.дн.}$$

5. Продуктивність

$$П^H = 100\% \quad П^n = \frac{Q^H}{Q^n} \cdot 100\% = \frac{68,42}{62} = 110,33\%$$

6. Заробітна плата на весь обсяг робіт

$$З^H = З^n = \Sigma З \cdot k = 394,81 \cdot 1,92 = 758,03 \text{ грн.}$$

7. Заробітна плата робітника в зміну

$$З_{\text{чел.дн.}}^H = \frac{З^H}{Q^H} = \frac{758,03}{68,42} = 11,07 \text{ грн./ чел.дн.}$$

$$З_{\text{чел.дн.}}^n = \frac{З^n}{Q^n} = \frac{758,03}{62} = 12,23 \text{ грн./ чел.дн.}$$

8. Заробітна плата на одиницю продукції

$$З_{\text{м}^2}^H = \frac{З^H}{v} = \frac{758,03}{541,48} = 1,40 \text{ грн./ м}^2$$

$$З_{\text{м}^2}^n = \frac{З^n}{v} = \frac{758,03}{541,48} = 1,40 \text{ грн./ м}^2$$

9. Рівень механізації

$$k_{\text{мех.}}^H = \frac{Q_{\text{техн.чел.дн}}^H}{Q^H} = \frac{9,13}{68,42} = 0,13$$

$$k_{\text{мех.}}^n = \frac{Q_{\text{техн.чел.дн}}^n}{Q^n} = \frac{9,52}{62} = 0,15$$

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

7.1. Загальні положення

Організація будівництва розроблена з урахуванням новітніх досягнень в будівельному виробництві й ґрунтується на принципах індустріалізації виробництва, вдосконалення методів та форм його організації.

Головним вважається наступне:

- підвищення збірності конструкцій та технологічного обладнання,
- впровадження поточних методів у будівництві,
- комплексна механізація та автоматизація будівельно-монтажних робіт,
- упровадження рекомендацій по використанню закінчених наукових досліджень в області удосконалення організації будівництва та технології виробництва будівельно-монтажних робіт, а також виконання основних вимог за науковою організацією праці.

Розробку розділу організації будівництва проведено по періодах та стадіях.

Додаткові вимоги:

- виконати технічне обстеження будинку та гідрогеологічні вишукування;
- передбачити надбудову поверхів з улаштуванням приміщень ;
- утеплення зовнішніх стін фасадів та їх обробку додатково погодити з міським управлінням архітектури;
- зберегти існуючі зелені насадження;
- розробити проект організації будівництва;
- забезпечити безпечні підходи і під'їзди до реконструюваного будинку та прилеглих будинків;
- виконати повний благоустрій – асфальтобетонні проїзди та підходи, зовнішнє освітлення, декоративні огорожі;
- проробити рішення що до поліпшення планування існуючих приміщень.

7.2. Умови будівельного виробництва

Дійсний проект організації реконструкції центру ділової активності в м. Суми з надбудовою двох поверхів розроблений в обсязі, передбаченому ДБН

„Організація будівельного виробництва” на основі :

- завдання на проектування;
- звіту з інженерно-геологічних вишукувань, виконаних на майданчику;
- матеріалів робочого проекту;
- нормативних документів з організації будівництва;
- загальних положень з організації реконструкції будівель.

Будівля, яка підлягає реконструкції, розташована в центральній частині міста. Будівля триповерхова, складної конфігурації в плані, з цегли.

Територія навколо будівлі благоустроєна, є асфальбетонні проїзди. На території двору маютья всі необхідні інженерні комунікації.

Згідно даним інженерно-геологічних вишукувань та геологічних розрізів основний ґрунт – пісок дрібнозернистий. Майданчик будівництва з помірним рельєфом. Для відведення талої та ґрунтової води, передбачений схил майданчику. Несприятливих фізико-геологічних процесів і явищ у межах будівельного майданчика при дослідженні не спостерігалось.

Рівень ґрунтових вод не потребує заниження.

Кліматичний район – 6.

Розрахункові дані температури повітря:

- найбільш холодної доби – -28°C ,
- найбільш холодної п'ятидобової – -24°C .

Глибина сезонного промерзання ґрунтів – 1,2 м.

Вага снігового покриву для м. Суми прийнята – 1670 Па.

Розташування будівлі в житловому масиві забезпечує нормальне підключення до водопроводу та каналізації.

Наявність постійних доріг забезпечує нормальний під'їзд техніки та доставку матеріалів.

Постачання електроенергії, води – здійснюється від діючих мереж.

Реконструкція з надбудовою двох поверхів буде виконуватись в обмежених умовах виробництва робіт, з використанням тільки засобів малої механізації, окремими секціями з повним завершенням робіт.

Враховуючи перелічені умови виробництва робіт і на основі нормам витрат праці, заробітної платні і нормам експлуатації машин враховано підвищуючий коефіцієнт $k=1,15$ на особливо стиснуті умови виконання робіт.

ПОБ не є основою для виконання реконструкції і надбудови будівлі, яка повинна виконуватись по проекту виробництва робіт, розроблених підрядною організацією.

При розробці ПОБа прийняте цілорічне вивиконання робіт з використанням механізмів в одну зміну. Для скорочення строків реконструкції будівлі рекомендовано вести роботи в дві зміни.

7.3. Обґрунтування термінів будівництва

В основу визначення прийнятої тривалості будівництва об'єкту в цілому прийняті загальною площею 750 м^2 з малих блоків з продовженням будівництва 7 місяців.

В нашому випадку загальна площа надбудови приміщень – $1912,1 \text{ м}^2$.

Відповідно п.9 загальних положень ДБН терміни приймаємо, виходячи з максимальної площі, вказаної в нормах.

Збільшення площі складає:

$$\frac{(1912,1 - 750) \cdot 100}{750} = 155\%$$

Приріст до норм тривалості будівництва складає: $155 \cdot 0,3 = 46,5\%$.

Тривалість будівництва з врахуванням екстраполяції буде дорівнювати:

$$T = \frac{(100 + 46,5) \cdot 7 \text{ міс.}}{100} = 10,25 \text{ місяців}$$

Таким чином, загальна тривалість реконструкції складає:

$$T = 10 \text{ місяців ,}$$

Реконструкція буде здійснюватись в два періоди:

1. Підготовчий період.

2. Основний період.

Склад підготовчого періоду:

1. Обстеження технічного стану всіх конструктивних елементів існуючої будівлі.

2. Встановлення тимчасового огороження будмайданчика, встановлення по всьому периметру фронту робіт захисних козирьки і галереї до виходів, огороження захисними сітками віконних прорізів.

3. Встановлення сигнального огороження, освітлення та інших знаків небезпечних зон, над якими проходять переміщення вантажів монтажним краном.

4. Встановлення тимчасових будівель і споруд.

5. Виконання декоративної підрізки і огороження існуючих дерев, розташованих в зоні реконструкції.

6. Організація майданчиків складування, визначення місця і встановлення монтажного кран-підйомника для вертикального транспортування вантажів по фасаду будівлі на 1-й захватці.

7. Здійснення тимчасового водо-електропостачання по ТУ, представленим замовником.

8. Демонтаж всі конструкції, розташованих на даху.

9. Виконання заходів по забезпеченню техніки безпеки працюючих в будівлі, а також заходів забезпечення охорони праці і пожежної безпеки, відповідно до організації будмайданчика.

В основний період виконуються наступні роботи:

- реконструкція будинку.

- благоустрій території.

7.4. Вибір методів виконання основних робіт та рішень по організації поточного зведення об'єкту

Надбудова об'єкту запроектована потоковим методом, що дає можливість зменшити термін будівництва і підвищити продуктивність праці. Усі роботи

передбачено виконувати по сучасним прогресивних технологіях, з використанням раціонального інструмента, інвентарю й устаткування, забезпечуючи бригади встановленими ДСТУ, нормо комплектами, використані засоби малої механізації, електрифіковані інструменти.

Демонтаж конструкцій

До початку виконання робіт по демонтажу покрівлі і монтажу конструкцій надбудови в будівлі необхідно обстежити всі частини будинку для встановлення їх технічного стану і безпечних умов роботи, по периметру всієї будівлі на рівні перекриття 3-го поверху встановити виносний металевий козирьок, шириною не менш 2 метрів, визначити кордони, зони і способи навантаження в транспортні засоби будівельного вантажу.

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

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

Розбирання конструкцій проводити під постійним наглядом виконроба.

До демонтажу покрівлі необхідно демонтувати теле- і радіоантени, стояки радіо оповіщення, ліній зв'язку, електропроводку та інше.

Разбирання покрівлі виконувати тільки при сухій погоді і тільки по секційним ділянкам, відповідно до ПОБ, з послідуєчим укриттям плівкою змонтованих секцій до повного завершення робіт на секції.

Земляні роботи

Розробка ґрунту при розриві траншей для посилення фундаментів здійснюється, частково, в стиснутих умовах в середині існуючої будівлі 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 послідуочу розробку виконують 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.

Вивіз матеріалів від розробки на переробку виконується в місяць, узгодженні з замовником.

Цегляна кладка стін і монтаж збірних конструкцій

Для цегельної кладки стін і монтажу збірних залізобетонних конструкцій прийнята комплексна бригада загальною чисельністю 33 чоловік. Комплексний процес будівництва надбудови будинку містить у собі цегельну кладку стін зовнішніх товщиною 640 мм і внутрішніх – 380 мм, монтаж сходових маршів і площадок, плит перекриття. Відповідно, до виконання цих робіт у бригаді передбачене включення мулярів-монтажників, що виконують цегляну кладку на другій захватці, а на першій у цей час, по уже виконаній цегельній кладці поверху, виконують монтаж збірних конструкцій.

Роботи на всіх захватках ведуться за допомогою пневмоколесного крана КС-5363. Організація роботи бригади поточно-операційна і ярусно-захватна. Установка віконних блоків згідно вимог ДБН починаються після того, як змонтовані два перекриття.

Вибір крану по технічним параметрам придатності

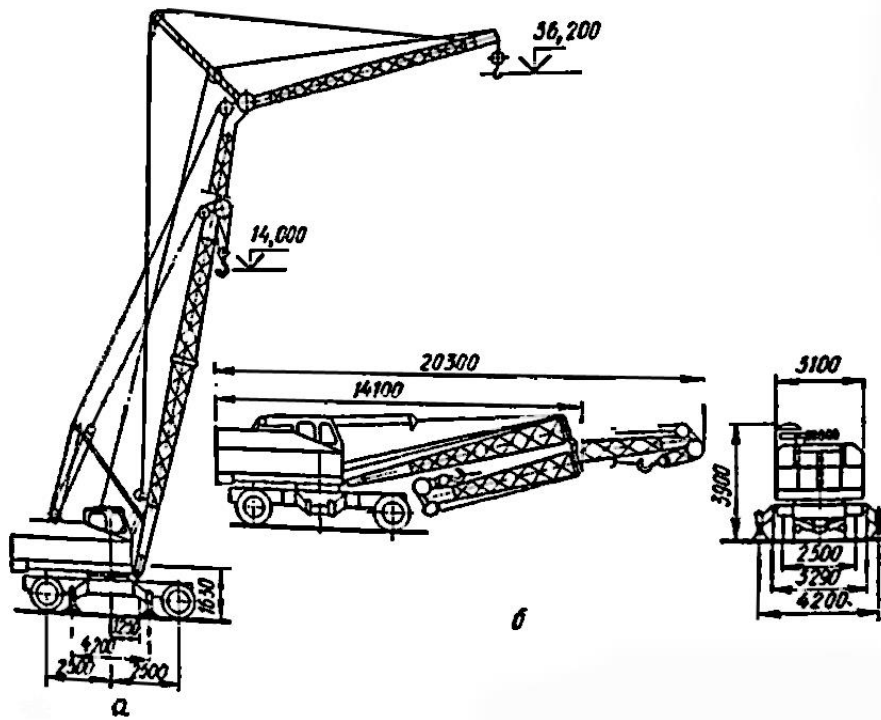


Рис. 7.1. Пнемоколісний кран КС-5363.

- а) робочий стан;
- б) транспортний стан.

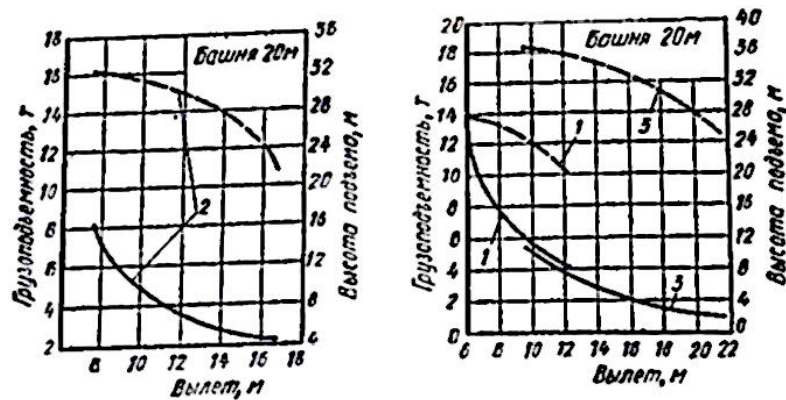


Рис. 7.2. Графіки вантажопідйомності (суцільна лінія) та висоти підйому (пунктир) пнемоколісного крану КС-5363.

- 1 - на виносних опорах;
- 2 - без виносних опор;
- 3 - з управляємим гусакот на виносних опорах.

Таблиця 7.1.

Технічні характеристики кранів КС-4571 та КС-5363

№ п/п	Найменування МОНТУЄМИХ елементів	Потрібні параметри							Виліт стріли, м	Марка крану	Робочі параметри			
		Вантажопід йомність			Висота підйому гаку						Потужність, кВт	Висота	Висота під- йому гаку, м	
		Q	σ _с	Q _{заг.}	H ₀	h _{зап.}	h _{ел.}	h _{зах.}						H _{погр.}
Плити перекриття														
1.	ПК 60-15	2,8	0,044	2,844	16,2	0,5	0,22	4,5	21,42	13	КС- 4571	КС- 177,0 132,5	30	20
2.	ПК60.12- 8AIV _T	2,1	0,044	2,144	16,2	0,5	0,22	4,5	15,72	15	КС- 4571	КС- 177,0 132,5	30	18
3.	ПК60.10- 8AIV _T	1,725	0,044	1,769	16,2	0,5	0,22	4,5	15,72	14	КС- 4571	КС- 177,0 132,5	30	19
4.	ПК 48- 12-8 АТ	1,725	0,044	1,769	10	1	0,22	4,5	15,72	16	КС- 4571	КС- 177,0 132,5	30	17
5.	ПК 42- 15-8 АТ	1,97	0,044	2,014	10	1	0,22	4,5	15,72	15	КС- 4571	КС- 177,0 132,5	30	18

7.5. Календарний план ведення будівництва

Найважливішим документом ПВР є календарний план, що складається з двох частин – розрахункової і графічної.

Графічна частина відбиває технологічний взаємозв'язок усіх видів робіт і визначає тривалість кожного будівельного процесу, а також будівництва в цілому.

Вихідними даними для складання календарного плану служать креслення архітектурно-планувальної і конструктивної частин.

Номенклатура робіт об'єднана в цикли й охоплює:

- підготовчий період;
- нульовий цикл;
- монтажні роботи;
- влаштування покрівлі;
- опоряджувальні роботи;
- спеціальний вид робіт;
- благоустрій території.

Прийняті методи провадження робіт передбачають комплексну механізацію і використання високопродуктивних будівельних машин, забезпечують високу якість робіт і безпеки праці, потоковість і безперебійність будівельного процесу.

Рівномірність і безперебійність руху робітників визначена загальним графіком руху робітників по окремих професіях.

За календарним планом будівництва побудований графік роботи будівельних машин і графік надходження основних будівельних конструкцій, виробів і матеріалів, що приведені далі.

Для прискорення темпів будівництва і для зниження вартості будівництва, роботи з застосуванням великих машин ведуться в дві зміни.

До улаштування підлоги можна приступати після закінчення загально-будівельних робіт.

Таблиця 7.2.

Розрахунок техніко - економічних показників до календарного плану

Найменування	По нормі	Прийнято
1. Тривалість будівництва, місяці	10	8
2. Показник скорочення строку будівництва	1	$8/10 = 0,8$
3. Загальна трудомісткість, л-дн.	5653,56	5475,00
4. Питома трудомісткість, л.-дн./м ³	$5653,56/8079,53 = 0,7$	$5475/8079,53 = 0,68$
5. Продуктивність праці	100%	$(5653,56/5475) \cdot 100\% = 103,3\%$
6. Середня кількість робітників в зміну	—	$(3 \cdot 1 + 12 \cdot 4 + 13 \cdot 5 + 14 \cdot 31 + 37 \cdot 8 + 39 \cdot 61 + 38 \cdot 33 + 36 \cdot 3 + 28 \cdot 9 + 24 \cdot 4 + 18 \cdot 9 + 8) / 169 \approx 37$
7. Коефіцієнт нерівномірності руху робітників	$\alpha < 1,5 \dots 1,8$	$39/37 = 1,05$
8. Коефіцієнт змінності	1,0...1,3	$764/750 = 1,02$
9. Коефіцієнт суміщення будівельних процесів в часі	2...5	$750/169 = 4,4$

7.6. Будівельний генеральний план

Короткий опис прийнятих рішень.

Будівельний генплан розроблений на зведення надбудови центру ділової активності підприємств та фірм в м. Полтава – це план майданчика об'єкту, на якому крім існуючих постійних будівель, споруд і комунікацій показані необхідні для виконання будівництва тимчасові будівлі та споруди, склади, тимчасовий водопровід і т.п.

Основою для проектування будгенплану служать:

- план ділянки забудови;
- календарний план;
- пояснювальна записка;

- перелік будівельних машин та механізмів;
- відомість потреб в будівельних машинах та матеріалах;
- дані про тимчасові будівлі та споруди їх перелік, кількість, розміри.

При проектуванні будгенплану витримані наступні основні принципи:

- тимчасові будівлі та споруди, комунікації розташовані на територіях, які не використовуються під забудову постійними будівлями та спорудами, при цьому витримані протипожежні норми і вимоги техніки безпеки, а також забезпечені належними санітарно-гігієнічними умовами.

- вартість тимчасових будівель, споруд і комунікацій мінімальна.

- відстані, на які транспортуються будівельні вантажі та кількість їх перевантажень в межах будмайданчика вибрані найменшими. Для зменшення вартості внутрішнього майданчикowego транспорту та складських операцій передбачено розміщення складів матеріалів в зоні дії монтажного крану. Розташування закритих складів, навісів та механізованих установок на території будмайданчика не збільшує обсяг внутрішнього майданчикowego транспорту і складських приміщень.

Розрахунок складських приміщень.

Складське господарство організують для своєчасного обслуговування будівництва будматеріалами в необхідній кількості і повній номенклатурі. Складське господарство розробляється з метою забезпечення прийому та зберігання матеріалів.

В даному проекті використовуються:

- відкриті майданчики;
- навіси;
- закриті склади.

Враховуючи способи зберігання різноманітних матеріалів по нормі та їх технічні характеристики, площа складів визначається:

$$S = \frac{F}{\beta},$$

де: F- корисна площа складу

β - коефіцієнт, що враховує ширину проходів (в залежності від виду складу і матеріалів складування 0,5 – 0,8)

$$F = \frac{Q_{\text{зап}}}{q},$$

$Q_{\text{зап}}$ – запас матеріалів на складі

q – кількість матеріалів на 1м² площі складу

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{заг}} \cdot \alpha \cdot n \cdot k}{T},$$

$Q_{\text{заг}}$ – загальна кількість матеріалу на весь об'єм робіт

α - коефіцієнт нерівномірності подачі матеріалів на склад ($\alpha = 1.1$)

n - норма запасу матеріалів на складі (2-10 днів) (n =3 дня)

k - коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів (k =1.3)

T – тривалість виконання будівельно-монтажних робіт (дні).

Таким чином

$$S = \frac{Q_{\text{заг}} \cdot \alpha \cdot n \cdot k}{T \cdot q \cdot \beta}$$

Розрахунок складських приміщень зведений в таблицю 7.6.1.

Розрахунок тимчасових будівель.

Тимчасові будівлі зводяться для обслуговування будівельного виробництва та забезпечення нормальних виробничих умов для робочих, які зайняті на будівельно-монтажних роботах і в підсобному виробництві. Врахований середньосписочний склад робітників на майданчику.

За календарним графіком на реконструкції об'єкту працює максимальна кількість людей – 39 чол.

Таблиця 7.3.

Відомість списочної чисельності робітників

№ п/п	Категорії працюючих	Питом а вага %	Кількість, чол	
			Розрахункова	Прийнята
1	Робітники основного виробництва	100	39	39

2	ІТР	8	3,12	3
3	Службовці	5	1.95	2
4	МОП	3	1.17	1
	Разом:			45

Таблиця 7.4.

Таблиця тимчасових будівель

№ пп	Найменування приміщень	N _p	N Чол.	f м ² /ч ол.	F _p м ²	F _{пр} м ²	Вид, тип тимчасових приміщень
1	Контора виконроба	3	–	3,5	13,2	16,8	пересувна на шасі
2	Гардеробна і душова чоловічі	27	10	3,5	9,5	23,4	пересувна на шасі
3	Гардеробна і душова жіночі	27	10	3,5	9,5	23,4	пересувна на шасі
4	Приміщення для прийому їжі і обігріву	40	3	1,1	14,7	23,4	пересувна на шасі
5	Бригадний будиночок	40	3	1,1	14,7	23,4	пересувна на шасі
6	Сушарка	36	–	0,2	7,2	16,6	пересувна на шасі
без розрахунку приймаємо							
7	Склад закритого типу					23,4	пересувна на шасі
8	Біотуалет					2 шт.	
9	Будиночок охорони						

Розрахунок освітлення будмайданчика.

Освітлення будівельного майданчика розраховується відповідно до ГОСТ 12.1.046-85, для нормованої освітленості $E_H = 5$.

По таблиці 1 додатка ДЕСТ для $E_H = 5$ і ширини будівельного майданчика до 100 м приймаємо:

- прожектори ПЗС-45 з люмінесцентними лампами типу ДРЛ-700;
- висота установки прожекторів – 6 м;
- кут нахилу $Q = 20^\circ$;
- коефіцієнт нерівномірності освітлення – $z = 0,75$;
- питома потужність – $0,35$ ут/м².

Кількість прожекторів розраховується по формулі:

$$N = \frac{mE_N k S}{P_L \cdot \eta \cdot V \cdot z} = \frac{0,13 \cdot 5 \cdot 1,7 \cdot 4846,21}{1800 \cdot 0,45 \cdot 0,8 \cdot 0,75} = 11,$$

де $m = 0,13$ – коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерел світла,

$E_H = 2$ – норма освітлення,

$k_s = 1,5$ – коефіцієнт запасу,

$S = 4846,21 \text{ м}^2$ – площа майданчика,

$\eta = 0,45$ – ККД,

$V = 0,8$ – коефіцієнт використання.

Заходи по збереженню матеріалів та виробів.

Відкриті склади. Приймається штабельний спосіб зберігання матеріалів та виробів. Нижній ряд виробів в штабелях укладається на дерев'яні підкладки, а послідовні ряди - на прокладки із брусків перерізом 6х6 (8х8) см, або із дощок перерізом 4х12 та 5х12 см.

Цегла складається по сортах та марках. Доставляється цегла на будмайданчик в піддонах, складеною в “ялинку” в 10 рядів з нахилом цегли під кутом 45° до середини піддону.

Круглий та пиляний ліс на будмайданчику зберігається в особливих умовах. Його складають в штабеля, які розташовані на напівзакритих сухих майданчиках, які мають схил для стоку води.

Напівзакриті склади в залежності від виду можуть бути відкритими з трьох сторін або обшитими дошками з двох або трьох сторін.

Столярні вироби зберігаються в штабелях по типах, розмірах та сортах, складені на підкладки та захищені від забруднення, зволоження, а також в контейнерах, призначених для зберігання, транспортування та подачі столярних виробів на робочі місця.

Закриті склади повинні мати протипожежні влаштування та вентиляцію; бути досить місткими; внутрішнє планування та обладнання закритих складів повинно відповідати характеру операцій по прийомці та відпуску матеріалів; склади повинні мати належний захист від проникнення атмосферних опадів, просочення ґрунтових та поверхневих вод. Цемент, вапно, гіпс та інші матеріали, на які впливає волога, зберігаються в закритих складах закромного, бункерного та силосного типу.

Таблиця 7.5.

Відомість розрахунку складських приміщень

Матеріали, напівфабрикати, конструкції	Од. вим.	Загальна потреба $Q_{заг}$	Коеф. нерів. подачі матер.	Норма запасу n	Коеф. нерів. витр. матер. α	Тривалість робіт T	Норма на $1m^2$ q	Коеф. ширини прох. β	Площа складу S	Характеристика складу
Збірні з/б конструкції	m^2	1097,0	1,3	2	1,1	14	1,2	0,6	135,4	Відкритий
Цегла , блоки	тис. шт.	1010,8	1,3	2	1,1	14	0,75	0,6	104	Відкритий
Заповнення прорізів	m^2	213,0	1,3	3	1,1	7	1	0,6	2,8	Закритий
Гідроіз. матеріали	m^2	5356,0	1,3	3	1,1	12	400	0,6	10,5	Закритий
Лінолеум	m^2	1126,0	1,3	3	1,1	31	200	0,6	14,6	
Плитка облицювальна	m^2	21814,0	1,3	3	1,1	29	15	0,6	17,8	
Утеплювач	m^2	1220,0	1,3	3	1,1	22	200	0,6	5,3	
Цемент	т	647,0	1,3	3	1,1	12	1,6	0,8	6,2	Закритий
Бітум, мастика	т	12,0								

8. ОХОРОНА ПРАЦІ

8.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів

В даному дипломному проекті найскладнішим технологічним процесом є виконання монтажних робіт, при якому повинні бути враховані наступні небезпечні і шкідливі виробничі фактори:

- машини, що рухаються, і механізми, що беруть участь в процесах монтажу;

- підвищена, або занижена рухомість повітря;

- недостатня освітленість робочої зони;

- підвищення значення напруги в електричному ланцюзі;

- розташування робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі.

1. Машини, механізми і пристрої, що використовуються при виконанні монтажних робіт можуть бути технічно несправними, що може призвести до нещасних випадків.

2. Протяги, які бувають на значній висоті і значній неогороженій площі.

3. Виконання робіт у темну пору доби.

4. Підвищення значення напруги в електричному ланцюзі, замикання, що може відбутися через тіло людини, у тому числі пристосування, які застосовуються при виконанні монтажу устаткування, повинні відповідати вимогам безпеки, викладеним у стандартах і технічних умовах на відповідне устаткування.

5. Небезпека падіння з риштувань.

8.2. Технічні та організаційні заходи та засоби для зменшення рівня впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів

Для безпечної роботи необхідно виконувати наступні правила

1. Роботи по монтажу необхідно виконувати відповідно до проекту виконання робіт (далі по тексту – ПВР), розробленого, затвердженого і виданого до виконання робіт у встановленому порядку.

2. ПВР на монтажні роботи повинен містити вказівки і технічні рішення з усіх питань техніки безпеки, пожежної безпеки і виробничої санітарії з урахуванням конкретних умов.

3. Облаштування небезпечних зон, у межах яких діють або потенційно можуть діяти небезпечні і шкідливі виробничі фактори повинні бути позначені і огорожені відповідно до діючих в Україні нормативних документів.

4. До початку робіт адміністрація монтажної організації повинна забезпечити вивчення учасниками робіт ПВР, ознайомлення на місці з умовами робіт. При цьому повинно бути перевірене матеріальне забезпечення виконання робіт відповідно до ПВР засобами механізації, інструментами, інвентарними пристосуваннями, засобами захисту працюючих і т.д., що пройшли відповідні випробування і перевірки.

5. Система передачі сигналів, команд, знаків і іншої інформації повинна бути прийнята з урахуванням конкретних умов. Умовні знаки для управління кранами і порядок їх застосування повинні відповідати ГОСТ 36-93-83.

6. Перед підйомом і установкою в проектне положення елементів, деталей і вузлів повинні бути перевірені приєднувальні розміри і збіг посадкових місць.

7. Перед установкою елементів в проектне положення його необхідно очистити від снігу, бруду і льоду, а також видалити сторонні предмети, олії, пальні і легкозаймисті речовини.

8. Не допускається виконання силами монтажної організації робіт по відключенню демонтуємого устаткування і підключенню монтуємого устаткування до діючого.

9. При використанні будь-яких деталей або поверхонь для кріплення опорних конструкцій, риштування, карабінів запобіжних поясів і ін., а також як підлоги на робочих місцях чи у проходах, повинна бути перевірена міцність з'єднання зазначених деталей і виключена можливість їх деформації, переміщення, перекидання і т.п.

10. Під час монтажу, коли висота від площадки, на якій стоїть стропальник (такелажник), до замка вантажозахватного пристрою перевищує 2 м, слід

застосовувати вантажозахватні пристрої з дистанційним управлінням розстроповки.

За відсутності дистанційного управління місця розстроповки повинні бути оснащені засобами підмоцнування або для підйому стропальника до місця розстроповки повинні бути застосовані спеціальні підйомники, призначені для підйому людей.

11. Стропальнику (такелажнику) дозволяється доторкатися до елемента під час його підйому чи опускання, якщо опорна поверхня устаткування знаходиться на висоті 1 м від рівня площадки, на якій знаходиться стропальник (такелажник).

12. Установку елементів в проектне положення і його вивірку слід виконувати з використанням інструментів і пристосувань, що забезпечують досягнення проектного положення устаткування без різких поштовхів і перекосів.

13. При установці елемента з використанням домкратів або інших опорних елементів повинні бути прийняті заходи щодо забезпечення стійкості елемента, що монтується, синхронізації або визначеної послідовності роботи домкратів, установки тимчасових опор і ін.

14. Під час монтажу устаткування із застосуванням вертольотів повинні бути виконані вимоги «Інструкції з техніки безпеки для працівників підприємств, що використовують авіацію для перевезення службових пасажирів, при транспортуванні вантажів на зовнішній підвісці і будівельно-монтажних роботах», затвердженої Міністерством цивільної авіації України, а також ВСН 463-85 «Монтаж будівельних конструкцій із застосуванням вертольотів».

15. При установці елементів за допомогою декількох кранів, щогл і інших такелажних засобів повинні бути виконані вимоги безпеки згідно з «Правилами будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів», затверджених Держнаглядохоронпраці України.

16. При підйомі на висоту деталей в незакритій зверху тарі найвища точка верхньої деталі повинна бути розташована на 100 мм нижче борту тари.

17. Виконувати роботи під піднятим вузлом дозволяється після влаштування шпальної клітки або іншого опорного пристосування, що має достатні для забезпечення безпеки праці міцність і стійкість, і опускання (обпирання) устаткування на шпальну клітку або опорне пристосування.

18. Збирання і розбирання нарізних з'єднань слід виконувати справним інструментом без застосування металевих прокладок між гранями гайки і ключа. Для подовження ключа слід використовувати інвентарні пристосування.

Для заземлення електроустановок на будівельному майданчику природні заземлювачі:

- прокладені в землі трубопроводи за винятком трубопроводів з палимим та легкозаймистими речовинами;
- обсадні труби;
- свинцеві оболонки кабелів, прокладених в землі;
- заземлювачі опор ліній електропередач.

У тих випадках коли важко, або неможливо виконати заземлення, чи коли є висока ймовірність дотику людини до неізольованих струмопровідних частин електроустаткування необхідно застосувати захисне відключення – систему швидкодіючого захисту, яка автоматично вимикає електроустановку.

8.2.1. Розрахунок прожекторного освітлення

Оскільки монтажні роботи ведуться в основному на висоті, у зоні де діє лише природне освітлення, то визначаємо кількість прожекторів, необхідну для освітлення площадки проведення робіт площею $A = 1030 \text{ м}^2$. Нормована освітленість для XII класу зорових робіт $E_N = 10 \text{ лк}$, значення коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерел світла $m = 0,30$. Застосуємо прожектори ПСМ-30-1 з лампами Г20-220 потужність $P_L = 200 \text{ Вт}$, з коефіцієнтом запасу $k = 1,7$, максимальною силою світла $I_{\text{max}} = 33 \text{ ккд}$, кутом розсіювання $\beta = 100^\circ$. За цими даними визначаємо кількість прожекторів за формулою:

$$N = \frac{m E_N k A}{P_L} = \frac{0,30 \cdot 10 \cdot 1,7 \cdot 1030}{200} = 26$$

Приймаємо $N = 26шт.$

Мінімальна висота установки прожектора дорівнює:

$$H = \sqrt{\frac{I_{\max}}{300}} = \sqrt{\frac{33000}{300}} = 10,4м.$$

Відповідно ГОСТ 12.1.046-85 прожектори встановлюємо на прожекторні мачти, які в свою чергу ставимо по середині кожної сторони майданчика. Число прожекторів на кожну мачту дорівнює $26/6 = 4,3шт.$, на чотирьох мачтах по 4 шт. і на двох по 5 шт.

8.3. Заходи по пожежній та вибуховій безпеці

Пожежна безпека відповідно до ГОСТу 12.1.004-89 повинна забезпечуватися системою запобігання пожежі та системою пожежного захисту.

Виходячи з цих вимог, у дипломному проекті розроблений комплекс протипожежних заходів, що передбачають:

- заходи, спрямовані на попередження виникнення пожеж;
- заходи щодо пожежного захисту;
- заходи, що забезпечують умови для швидкої локалізації і гасіння пожеж.

8.3.1. Система запобігання пожежі

Для запобігання виникненню пожеж на виробництві даним проектом передбачені:

- проведення з працівниками на будівництві спеціального навчання, інструктажів та перевірки знань з питань пожежної безпеки;
- встановлення на об'єктах, що споруджуються, режиму паління, проведення вогневих та інших пожежонебезпечних робіт, порядок прибирання, вивезення, утилізації горючих будівельних відходів;
- організація ознайомлення працюючих на будівництві з пожежонебезпекою кожного виду будівельно-монтажних робіт, а також речовин, матеріалів, конструкцій та обладнання, що застосовується на цих роботах;

- організувати та забезпечити контроль за порядком виконання, застосування і режиму експлуатації машин, механізмів і іншого устаткування, матеріалів і виробів, здатних стати джерелами запалювання пального середовища;
- застосування технологічного процесу й устаткування, що задовольняють вимогам електростатичної іскробезпечності;
- улаштування блискавководу будинків, споруджень і устаткування;
- регламентація максимально припустимої температури нагрівання поверхонь устаткування, виробів і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із запальним середовищем;
- регламентація максимально припустимої енергії іскрового розряду в запальному середовищі;
- регламентація максимально припустимої температури нагрівання запальних речовин, матеріалів і конструкцій;
- ліквідація умов для теплового, хімічного або мікробіологічного самозаймання речовин, матеріалів, виробів і конструкцій.

8.3.2. Система пожежного захисту

Для забезпечення пожежної безпеки в проекті передбачені наступні заходи:

- забезпечити будівельний майданчик у необхідній кількості пожежним інвентарем і засобами для гасіння пожежі. Розміщення їх на території будівельного майданчика таким чином, щоб забезпечити якнайшвидший і безпечний доступ до них після виникнення пожежі (вибуху);
- запроектовано на тимчасовому водопроводі спеціально обладнані місця для пристрою пожежних гідрантів, таким чином, щоб можна було ліквідувати виниклу пожежу в самій віддаленій і важкодоступній точці будмайданчика;

- поблизу вогненебезпечних виробництв, але не ближче 5 м від будинку, обладнано протипожежні щити і шухляди з піском;
- на території будівельного майданчика передбачено влаштування пожежних гідрантів (ПГ); при цьому відстань між найближчими ПГ не перевищує 100 м; розташування ПГ прийняте уздовж доріг, на 40 м від будинків;
- дороги усередині площадки закільцьовані і забезпечують проїзд пожежної машини;
- максимально збільшене застосування незапальних і важкогорючих речовин і матеріалів замість пожежонебезпечних;
- обмежено кількість запальних речовин і їхнє розміщення;
- ізоляція пального середовища;
- застосовані засоби колективного й індивідуального захисту людей;
- застосовані системи противодимного захисту;
- застосовані засоби пожежної сигналізації і повідомлення про пожежу;
- забезпечена організація пожежної охорони ділянки;
- проведено на площадку телефонної лінії та радіозв'язку.
- заплановано проведення перевірок протипожежного стану дільниці, відключення електромережі та обладнання щодня після закінчення роботи, не допускати перебування працівників та інших осіб, які закінчили роботу, в побутових і допоміжних приміщеннях у вечірній та нічний час;
- розміщення виробничих, складських та допоміжних будівель і споруд на території будівництва повинно відповідати затвердженому у встановленому порядку буд генплану;
- площа, зайнята під відкриті склади горючих матеріалів, а також виробничі, складські та допоміжні будівлі з горючих і важкогорючих матеріалів, має бути очищена від сухої трави, кори та трісок;

- горючі будівельні відходи (обрізки лісоматеріалів, тріски, кора, стружка, опилки та ін.) необхідно щодня прибирати з місць виконання робіт та територій будівництва у спеціально відведені місця;
- у випадку реконструкції розробити відповідні заходи щодо забезпечення пожежної безпеки роботи об'єкту, які мають бути погоджені з органами державного пожежного нагляду.

8.3.3. Система гасіння пожеж

Даним проектом передбачені засоби пожежогасіння, що повинні максимально обмежити розміри пожежі і забезпечити її гасіння.

У проекті для гасіння виниклої пожежі використовуються: охолодження зони горіння або самих палаючих речовин (вода), ізоляція реагуючих речовин від зони реакції (двоокис вуглецю), комбінований (повітряно-механічна піна).

Для реалізації цілей пожежогасіння проектом передбачено застосування установок:

- водяного пожежогасіння: пожежний водопровід - пожежний гідрант-насос-пожежні рукави;
- пінного пожежогасіння - пересувні установки: з одержанням піни у повітряно-пінних стовбурах.

При виникненні пожежі негайно повідомляється в пожежну частину і приймаються міри до ліквідації пожежі.

Згідно ГОСТ 12.1.010-76 виробничі процеси розроблені так, щоб вірогідність виникнення вибуху на любій вибухонебезпечній ділянці на протязі року не перевищувала 10^{-6} .

Для запобігання утворенню вибухонебезпечного середовища забезпечено:

- застосуванням герметичного виробничого обладнання;
- застосуванням робочої та аварійної вентиляції;
- контроль вмісту повітряного середовища та відкладень вибухонебезпечного пилу;
- застосуванням хімічно-активних та інертних добавок;

- конструктивні та технологічні рішення прийнятими при проектуванні.

8.4. Інструкція з охорони праці

Дана інструкція дійсна для використання під час виконання монтажних робіт.

8.4.1. Загальні вимоги безпеки

Основними причинами травматизму при монтажі конструкцій є падіння виробів, що монтуються, і монтажних пристосувань з висоти, недосконалість або несправність механізмів і монтажного оснащення, недотримання технології робіт.

До виконання монтажних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчені за спеціальною програмою, здали іспит і мають посвідчення монтажника. До самостійних верхолазних робіт допускаються особи (робітники та інженерно-технічні працівники) не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд і визнані придатними, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче 3-го. Робітники, які вперше допускаються до верхолазних робіт, протягом одного року повинні працювати під безпосереднім наглядом досвідчених робітників-наставників, призначених наказом керівника організації. Основним засобом, що оберігає працюючих від падіння з висоти, є запобіжний пояс.

8.4.2. Вимоги безпеки перед початком роботи

1. Необхідно пройти інструктаж на робочому місці.
2. Отримати для виконання робіт спецодяг, засоби індивідуального захисту, інструмент, пристосування і перевірити їх комплектність та цілісність.
3. Підготувати робоче місце: прибрати зайві речі, перевірити достатність освітлення робочого місця.
4. Інструмент повинен відповідати таким вимогам:

- молотки і кувалди мають бути надійно посаджені на ручки овальної форми з потовщенням до вільного кінця, закріплені на ручках сталевими плішками із зазублинами, а робоча частина повинна мати гладку випуклу поверхню;

- інструмент, що має загострені хвостовики (терпуг, ножівка, шабер) повинні мати справні ручки з бандажними кільцями, які захищають їх від розколювання;

- на інструменті ударної дії (зубило, бородок, просічка) не повинно бути вибоїн, сколів, задирок, гострих ребер на бокових гранях у місцях тримання їх рукою, тріщин та зазублин і сколів на затилковій частині;

- зубило повинно мати довжину не менше 150 мм, а його відтягнена частина 60 - 70 мм; різальна кромка зубила має бути прямою чи з ледь вигнутою поверхнею;

- на слюсарно-монтажному інструменті з ізольованими ручками зовні і всередині ізоляції не повинно бути раковин, пухирів та надрізів.

5. Необхідно перевірити справність ручної пневматичної машини і впевнитися в тому, що:

- з'єднання шлангів із ніпелями чи штуцерами надійні, герметичні і закріплені стяжними хомутами (бандажами); кріпити шланги дротом забороняється;

- змінний інструмент правильно загострений, без тріщин, вибоїн, зазублин, його хвостова частина без нерівностей, щільно припасована та правильно відцентрована;

- вентиль чи інше запірне пристосування на повітропроводі чи гнучкому шланзі розміщений на відстані не більше 3 м від робочого місця і підходи до нього вільні;

- сітка-фільтр на повітропроводному шланзі без пошкоджень;

- тиск стиснутого повітря в магістралі чи в пересувному компресорі відповідає робочому тиску машини.

6. Працівники, які працюють з пневматичними ручними машинами ударної або ударно-свердлильної дії, повинні бути забезпечені м'якими рукавицями з подвійною підкладкою з боку долоні.

8.4.3. Вимоги безпеки під час роботи

1. Переносити чи перевозити інструмент слід із захищенням гострих частин чохлами або іншими засобами.

2. Рубати, клепати, пробивати отвори і виконувати інші роботи, за яких можливі відлітання часточок металу, цегли чи бетону, необхідно з використанням захисних окулярів зі склом, що не б'ється, згідно з вимогами ГОСТ 12.4.013-85.

3. Роботу на висоті виконувати тільки з інвентарних засобів підмоцнення, які пройшли чергові випробування.

Виконувати роботи на висоті в умовах підвищеної небезпеки (на відкритих кабельних естакадах без огорож, над необгородженими отворами, з мостових кранів тощо) треба тільки за нарядом-допуском із застосуванням страхувального пояса.

4. Подавати будь-які предмети працюючому на висоті потрібно тільки за допомогою мотузки. Предмет, який треба підняти вгору, прив'язується до середини мотузки, один кінець якої тримає працівник, що знаходиться зверху, а другий - що знаходиться знизу, щоб запобігти розгойдуванню предмета. Дрібні предмети слід піднімати в тарі (відро, ящик) із заповненням нижче рівня борта на 100 мм.

5. Роботу з одночасним підтримуванням лотків, коробів, світильників слід виконувати з риштувань, підмостків чи драбин з полічками, обгородженими поручнями.

6. Під час роботи на висоті інструмент і дрібні деталі слід тримати в індивідуальних сумках (спецжилетах і пасках).

7. Під час роботи з клинами чи зубилами з використанням кувалд та вибивальних пристроїв для запресування і розпресування деталей необхідно застосовувати кліщі або тримачі завдовжки не менше 0,7 м. Вибивальні пристрої повинні виготовлятися з м'якого металу.

8. Перебувати іншим працівникам напроти робітника, який працює з кувалдою, забороняється; слід стояти тільки збоку від нього.

9. Відкручувати та закручувати гайки ключем з підкладанням металевих пластинок між гайкою і ключем, доточувати ручки підручними предметами чи приєднувати ключ до ключа чи трубки (за винятком спеціальних монтажних ключів) не дозволяється.

10. Під час різання металів ручними ножівками необхідно стежити, щоб їх полотно було надійно закріплене у верстаті і натягнуте.

8.4.4. Вимоги безпеки після закінчення роботи

1. Після закінчення роботи вимкнути механізми, очистити робоче місце, скласти весь інструмент, вимити руки і обличчя теплою водою з милом.
2. Витерти інструменти і пристрої від бруду і пилу.
3. Про наявність пошкодженого інструменту доповісти керівнику робіт.

8.4.5. Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях

1. У разі виникнення аварійної ситуації, яка може привести до пожежі чи вибуху або до ураження електричним струмом, роботу слід припинити, ужити заходів щодо недопущення в цю зону людей, сповістити керівника робіт.

2. Під час розслідування нещасних випадків і аварій слід виконувати вимоги ДНАОП 0.00-4.03-98 Положення про розслідування та облік нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на підприємствах, в установах і організаціях, затвердженого постановою Кабінету Міністрів України від 10.03.93 N 623 (у редакції постанови Кабінету Міністрів України від 17.06.98 N 923).

9. ОХОРОНА ДОВКІЛЛЯ

1. Екологічно безпечний демонтаж будівель

Поелементне розбирання будівель і будівельних споруд, так зване, «тихе знесення» будівель, є процесом в сфері демонтажу, що широко застосовується.

Розбирання споруджень з бетону та залізобетону з дотриманням технологічного процесу і без нанесення природної та урбаністичної шкоди навколишньому середовищу повинно проводитися в комплексному підході із залученням професіоналів і спецтехніки. Обов'язково встановлюються терміни розбирання будівлі, розраховується навантаження, розподіляється робоча сила і технічні ресурси. У завдання входить не тільки власне розбирання споруди, а й розчищення майданчика після завершення демонтажних робіт, видалення уламків розібраних конструкцій.

Виконання розбирання будівельних споруд можна розділити на кілька етапів. З розглядуваної конструкції витягуються інженерні комунікації та оздоблювальні матеріали (труби опалення, металоконструкції, сантехніка, руберойд і лінолеум і т.д.). Спосіб знесення будівлі вибирається залежно від типу конструкції. Це може бути механізований, ручний або вибуховий спосіб. І завершує цикл робіт з розбирання споруд етап утилізації будівельних відходів: сортування, навантаження на автосамоскиди і вивезення на утилізаційні спецполігони або рециклінг.

Важка спецтехніка використовується при механізованому обваленні. Зараз цей спосіб знесення будівель застосовується дуже часто через його ефективність, точність та швидкість виконання.

Розбирання споруди з залізобетонної конструкції виконується за допомогою гідравлічних ножиць. Вони не тільки з легкістю розрізають залізну арматуру, а й переносять її. Чим більше розкриття «щелеп», тим більший фрагмент захоплюється. При цьому самі ножиці з високоміцних матеріалів, як правило, досить компактні, і ними зручно маніпулювати навіть в обмеженому

просторі. При напівмеханізовані розбирання будівель підключають також і електротехнічний та пневматичний інструмент – бетоноломи, відбійні молотки.

Також відбувається застосування ручної праці для поелементного розбирання споруд. Цей спосіб демонтажу будівель найповільніший, однак, найбільш екологічно безпечний. Розбирання залізобетонних конструкцій починається з розкриття арматури і поділу на блоки. Потім блоки закріплюються, арматура розрізається і блок обламується. Після цього зрізаються металеві елементи. У випадках, коли залізобетонна конструкція не піддається поелементному поділу, вона розчленовується як монолітна.

У розбиранні будівель ефективні також і направлені вибухи. Метод цей застосовується з високою обережністю, розрахунки повинні бути максимально точні. Проте варто враховувати, що вибуховий метод заборонений до використання в безпосередній близькості від інших будівель.

Дорогим, але ідеально точним методом розбирання конструкцій є алмазне різання, або алмазне свердління. Алмазні пили і свердла використовуються як при частковій, так і при повному розбиранні залізобетонних конструкцій. Відзначається, що клин-лом і клин-баба в сучасній розбиранні споруд вже не застосовуються.

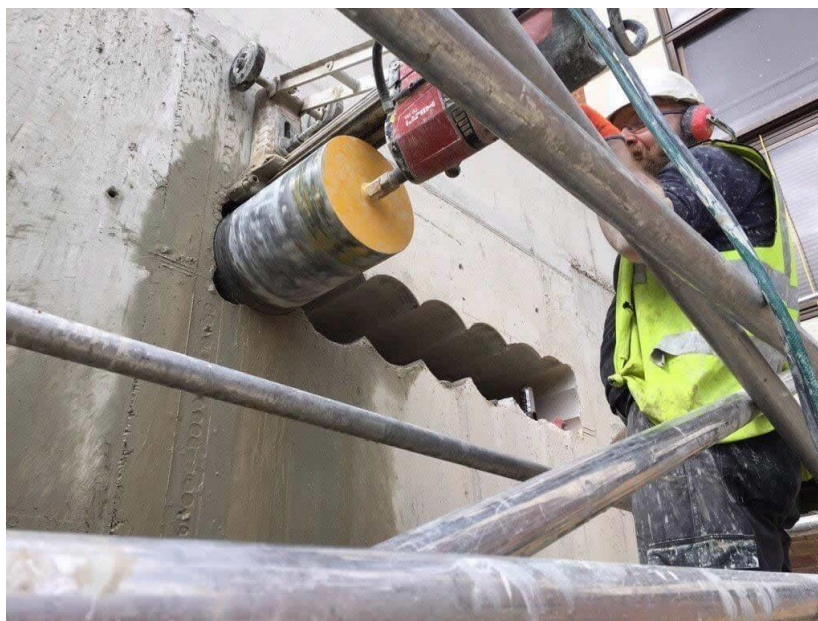


Рис. 1. Алмазне різання бетону

Вибір способу розбирання будівлі залежить від цілого ряду умов. Від типу споруди, систем опалення, газопостачання, водопроводу і каналізації, інші інженерні комунікації. Це ще раз доводить, що при розбиранні будівель не обійтися без комплексного підходу.

2. Демонтаж аварійних будівельних конструкцій

Фронт робіт по демонтажу аварійних будівель та споруд включає в себе не тільки знесення фундаментів, сталевих та залізобетонних аварійних конструкцій, але також знесення труб і водонапірних об'єктів, Демонтується інженерних комунікацій, оформлення ордерів на демонтаж конструкцій і ще цілий ряд аспектів.



Рис. 2. Демонтаж аварійної будівлі

Складність реалізації демонтажу будівельної конструкції і його специфіка впливають на терміни його виконання. При здійсненні демонтажу аварійних конструкцій відлік часу йде буквально на хвилини. І наслідками найменшої помилки можуть стати ускладнення завдання, матеріальні збитки техніці і прилеглим будівлям, і навіть загроза здоров'ю і життю людей. Непрофесійне виконання демонтажу конструкцій загрожує обваленням перекриттів,

електричним замиканням, тріщинами і небезпечними усадками сусідніх будівель при демонтажі будинків на густо забудованих ділянках.

Демонтаж конструкцій, як правило, супроводжується виникаючими в процесі виконання труднощами і нюансами. Особливо це стосується капітальних конструкцій. Рядовий демонтаж будинку проводиться завжди з залученням різноманітної техніки. Демонтаж будівельних конструкцій задіє гусеничну і колісну спецтехніку: бульдозери, екскаватори, підйомники, вантажівок тощо.

3. Демонтаж бетонних і залізобетонних будівельних конструкцій

Широке застосування бетону в будівництві обумовлено його високою міцністю. Тому такі конструкційні будівельні матеріали, як бетон і залізобетон, використовуються в більшості сучасних будівель. Але з цих же причин демонтажні роботи з даними матеріалами характеризуються підвищеною складністю та багатоетапністю процесу. На першому етапі складається технологічна схема і в цілому план робіт, вибирається тактика демонтажу, перелік обладнання та допоміжних технічних засобів, які будуть задіяні. На цій же стадії визначаються такі параметри, як час, вартість і трудовитратність проекту. Коли план складено, переходять до підготовки майданчика - він повинен бути розчищений перед початком технічних операцій.

На основному етапі технологія демонтажу залізобетонних конструкцій передбачає безпосереднє руйнування намічених споруд або його окремих елементів. Це можуть бути стіни, колони, перекриття, армуючі пояси тощо. Виконувати таку роботу можна різними способами від розбирання ручним інструментом до знесення і прямого руйнування спецтехнікою.

На заключному етапі проводяться роботи, пов'язані з розчищенням решти комунікацій, армуючих стрижнів, блоків кладки тощо. Виконується відбір придатних для повторного використання матеріалів і збір будівельного сміття в спеціальні мішки для утилізації.



Рис. 3. Демонтаж залізобетонної конструкції

Широка і найбільш популярна група методів руйнування залізобетонних конструкцій передбачає використання електричного і пневматичного інструменту. Такими засобами можна здійснювати демонтаж цегляних і монолітних бетонних споруд, зведених перекриттів і перегородок. При цьому розрізняються ударні і безударні техніки руйнування. Наприклад, ударні способи демонтажу залізобетонних конструкцій задіють силу гідравлічних і відбійних молотів до 60-70 Дж. Безударні ж способи передбачають виконання різання, зв'єрення і розбирання. Серед найбільш поширених інструментів такого типу виділяються гідравлічні ножиці, зварювальні апарати, машини на станині, що здійснюють алмазну різку.

Безударні методи демонтажу виявляються в багатьох випадках більш кращими, оскільки залишають менше бруду, пилу і рівень шуму при їх використанні набагато нижче. Також забезпечується більш висока точність і мінімізується випадковий небажаний вплив на сусідні конструкції, які не планується руйнувати.

Сучасні способи руйнування твердотільних будівельних конструкцій, при яких також використовуються ручні та напівмеханізовані інструменти. Для термічного впливу використовують плазмові та газові апарати високої

потужності. Вони забезпечують прямий нагрів матеріалу, в результаті якого утворюються тріщини, розплави і зони випарювання. Ультразвуковий демонтаж залізобетонних конструкцій провокує ерозію, кавітацію, стиснення і розтягнення. Перед використанням цього методу в цільовому матеріалі створюється невеликий отвір, за яким надалі цілеспрямовано поширюється потужна ультразвукова хвиля. Цю операцію виконують спеціальним генератором ультразвуку, створюючи руйнівні мікрівібрації зсередини конструкції.

Якщо напівмеханічні засоби демонтажу в основному орієнтуються на часткове руйнування конструкцій в рамках будівлі або споруди, то механізована техніка задіюється при повній ліквідації об'єктів будівництва. У таких операціях використовують циліндричні і клинові розколювачі, молоти, бетоно- і скелеломи. Це навісне обладнання, яке застосовується у складі з рухомою технікою - автомобільною або гусеничною. Втім, є і практика застосування стаціонарних перевізних установок. Найбільш масштабний капітальний демонтаж монолітних залізобетонних конструкцій виконується потужностями тракторів, стрілових кранів, бульдозерів та екскаваторів. Характер впливу в кожному випадку буде ударним. Винятки становлять ситуації, коли потрібен потужний силовий вплив на невеликому майданчику.

4. Демонтаж цегляних будівель

Існує три основні методи знесення цегляних будинків:

- ручне розбирання — дорогий і тривалий метод з використанням ручного інструменту (нерідко застосовується алмазна різка), найбільш акуратний, підходить у разі необхідності зберегти будматеріал, а також коли неможливо використати механізацію;
- механізоване знесення — найбільш швидкий і недорогий спосіб, підходить якщо необхідно швидко здійснити знесення цегляного будинку і розрівняти ділянку під нове будівництво;

- комбінований метод — поєднує у собі ручне розбирання та знесення за допомогою екскаваторів, бульдозерів та іншої важкої техніки.

Головна небезпека цегляних будівель, особливо старих, криється в дерев'яних балках, які з роками втрачають свою міцність. Тому перед тим, як починати роботу, необхідно ретельно досліджувати будинок на предмет міцності конструкцій, і в разі потреби провести укріплювальні роботи. Перед знесенням також необхідно видалити всі комунікації — електропроводку, водопровідні труби і т.д. Потім демонтуються двері та вікна, розбирається покрівля, кінцевими етапами є демонтаж цегли і вивіз будівельного сміття.

5. Демонтаж металевих конструкцій

При розбиранні ангарів, виробничого обладнання та приміщень, каркасних споруд основним завданням стає демонтаж металу. Як правило, це демонтаж металу з баштових кранів. Демонтаж металоконструкцій на землі – котелень, теплиць, ангарів, цехів та інших спеціалізованих будівель – проводиться безпосередньо на об'єкті, в якій би щільній забудові він не знаходився.

Говорячи про демонтаж металу, мається на увазі цілий комплекс заходів. У нього входить не тільки власне демонтаж металоконструкцій, але також і різання матеріалу, що підлягає утилізації, прибирання території, підготовку майданчик до подальших будівельних робіт.

6. Демонтаж висотних будівель

Тенденції зведення багатоповерхових будівель в наші дні диктуються переважно високою вартістю земельних ділянок і прогресом технологій в області висотного будівництва. Відповідно, ускладнилися завдання по демонтажу будівель. Демонтаж висотних конструкцій і демонтаж труб на увазі руйнування важких, масивних, міцних блоків і елементів. Також має враховуватися те, що висока щільність забудови не надає великих площ для маневрів важкої спецтехніки. Тому завдання, які ставить перед фахівцями-

демонтажниками сучасність можливо вирішити лише із застосуванням високотехнологічних машин, методологічної бази і досвідчених професіоналів.

Аналогічний підхід застосовується і для демонтажу труб (цегляних, металевих, залізобетонних). Труби, як і будь-які інші конструкції, мають свій термін служби. Застарілі старі котельні, доменні печі загрожують не лише колосальним збитком у випадку обвалення, а і небезпекою для здоров'я і життя людей. Демонтаж труб в таких випадках проводиться за їх непотрібністю. Наприклад, в ситуації репрофілювання підприємства, а також при повному демонтажі виробничих потужностей (ліквідація). При демонтажі конструкцій ще придатних до експлуатації завдання помітно ускладнюється. Потрібно знати, що при демонтажі труб вкрай рідко стає можливим використовувати вибухову технологію. Це в більшій мірі – тривала і трудомістка робота промальпіністів.

10. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

10.1 Особливості деформування і несуча здатність елементів сталезалізобетонних плит по профільованому настилу

Згідно прийнятого плану експериментальних досліджень передбачалося вивчення роботи та особливостей деформування елементів плит із профільованим зовнішнім армуванням, в яких сумісна робота бетону і сталі забезпечувалася шляхом приклеювання свіжоукладеної бетонної суміші до профнастилу. Використане дослідне обладнання дало змогу в лабораторних умовах вивчити їх роботу під ступеневим статичним навантаженням та отримати характеристики напружено-деформованого стану на будь-якій стадії завантаження.

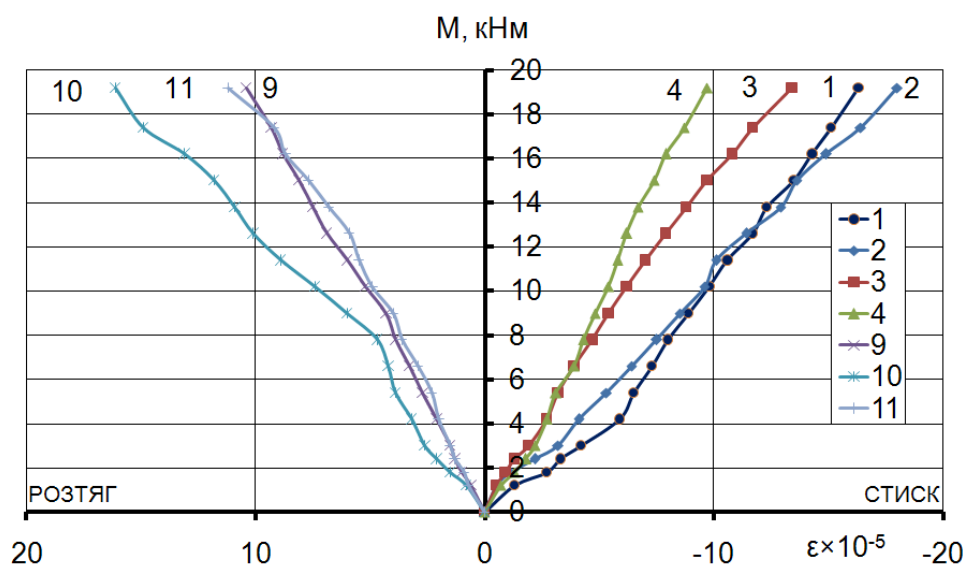


Рисунок 10.1 – Залежність відносних деформацій від навантаження в перерізі 1-1 зразка ПЗ заміряні електротензорезисторами

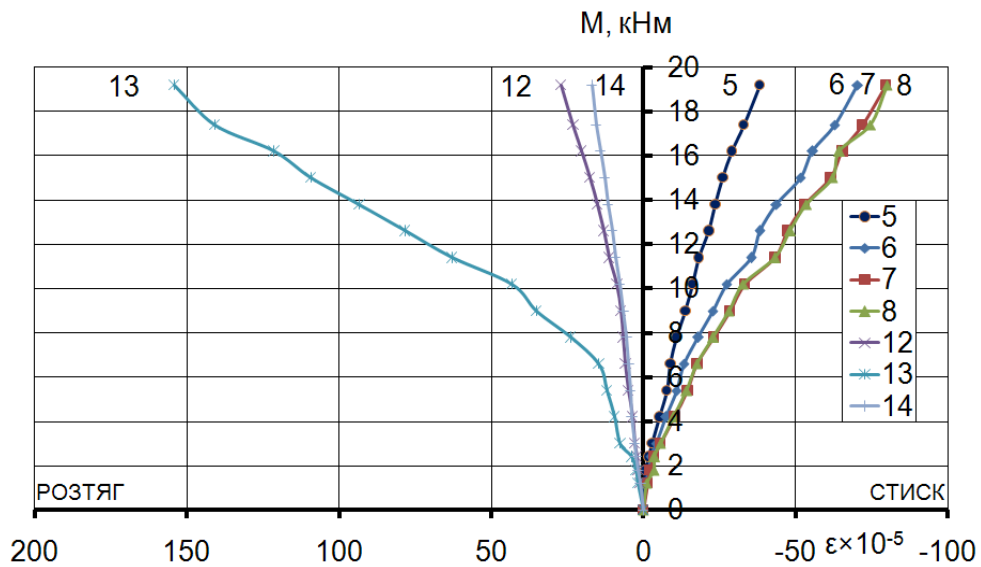


Рисунок 10.2 – Залежність відносних деформацій від навантаження в перерізі 2-2 зразка ПЗ заміряні електротензорезисторами

В ході проведення досліджень напружено-деформованого стану перерізів елементів сталезалізобетонних плит по профільованому настилу під дією навантаження відмічались характерні особливості розподілу відносних деформацій вздовж, впоперек і по висоті елементів. Використані електротензорезистори дали змогу отримати залежності відносних деформацій від згинального моменту в двох перерізах плит (рис. 10.1, 10.2).

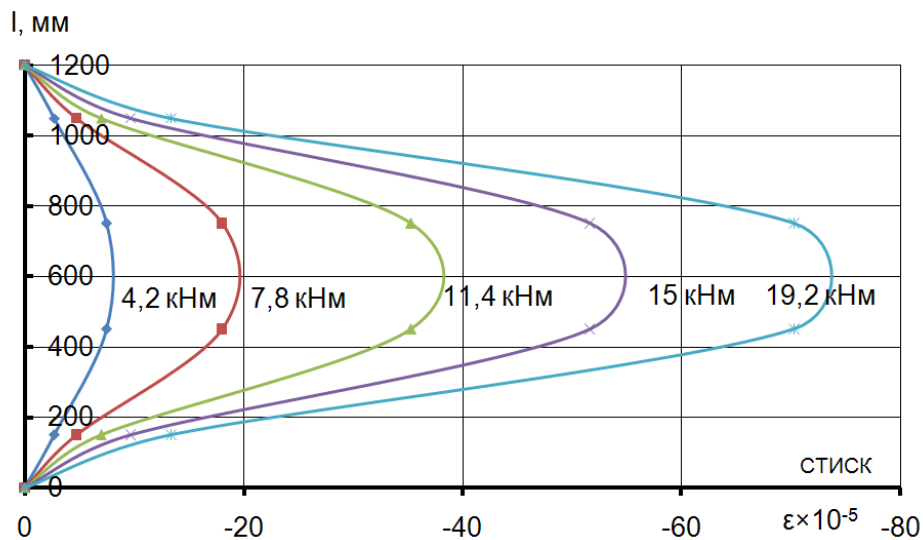


Рисунок 10.3 – Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ на відстані 20 мм від бокової грані

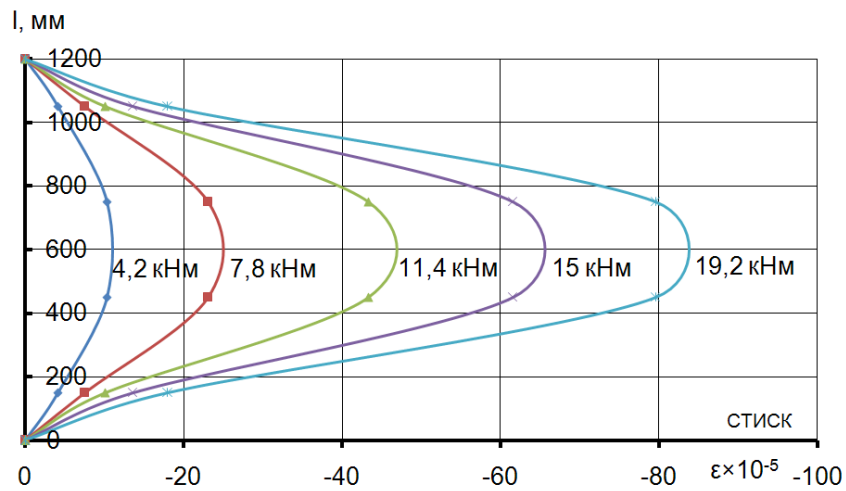


Рисунок 10.4 – Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ на відстані 320 мм від бокової грані

Використана схема розташування електротензорезисторів дала можливість їх раціонального застосування з урахуванням симетрії досліджуваних зразків. Таким чином можна вважати, що значення деформацій отримані на 1/4 частині експериментального зразка будуть справедливими і для частин симетричних досліджень. Згідно цього припущення було отримано ряд графіків, які показують дійсний розподіл відносних деформацій як по довжині, так і впоперек дослідних зразків (рис. 10.3 – 10.4).

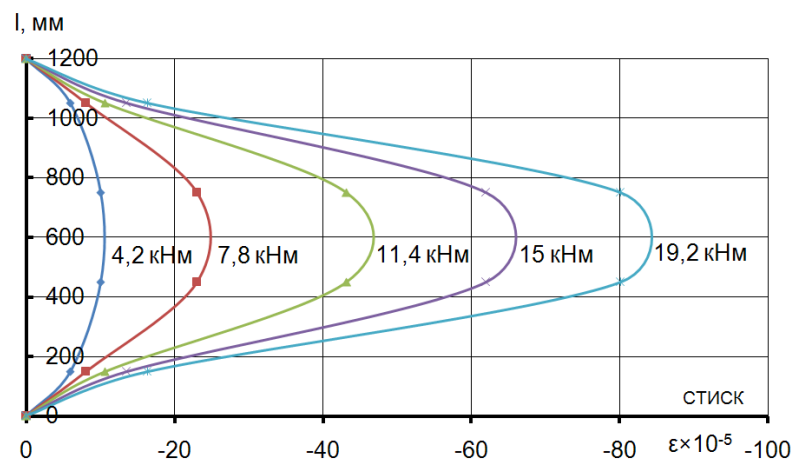


Рисунок 10.5 – Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ на відстані 450 мм від бокової грані

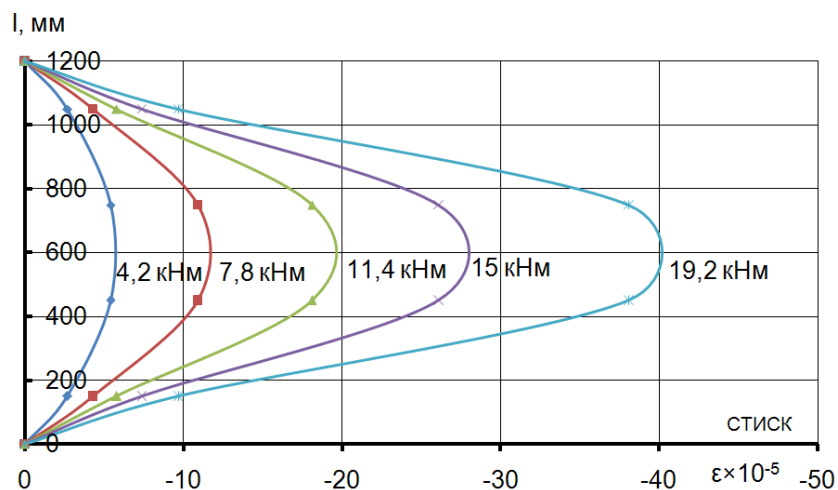


Рисунок 10.6 – Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ вздовж середини бокової грані

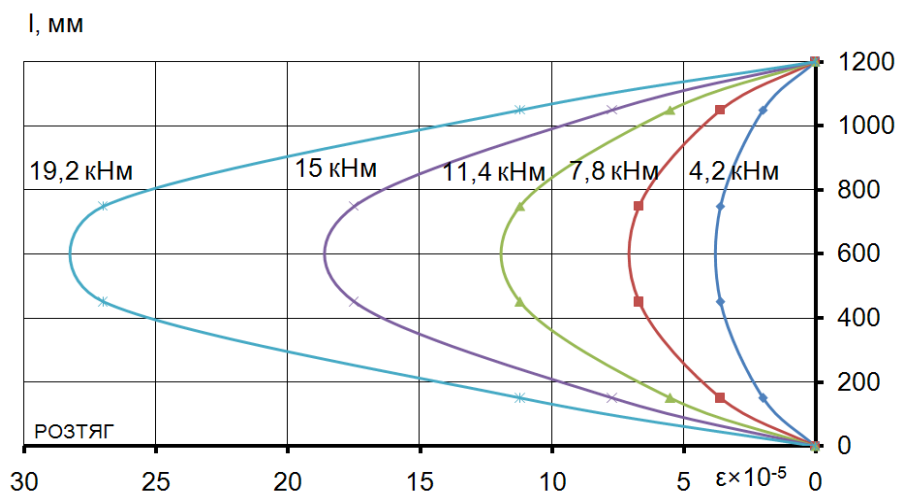


Рисунок 10.7 – Розподіл відносних деформацій сталі по довжині зразка ПЗ на відстані 20 мм від бокової грані

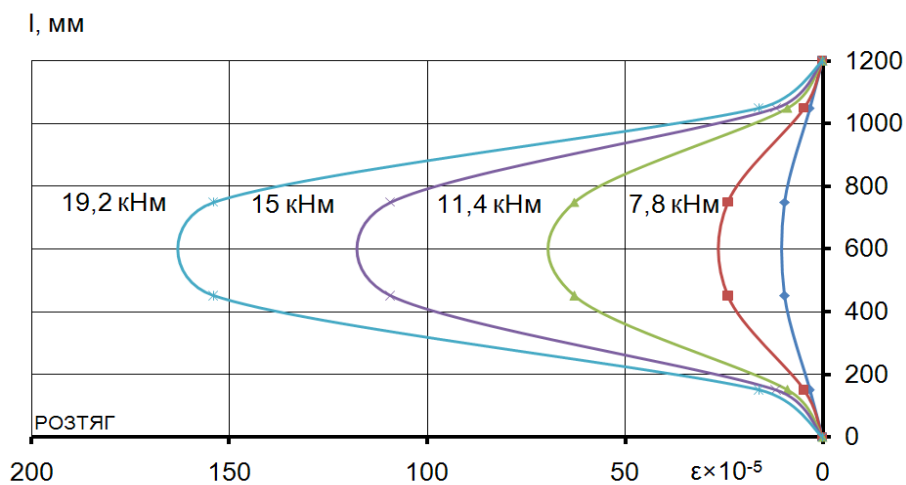


Рисунок 10.8 – Розподіл відносних деформацій сталі по довжині зразка ПЗ на відстані 320 мм від бокової грані

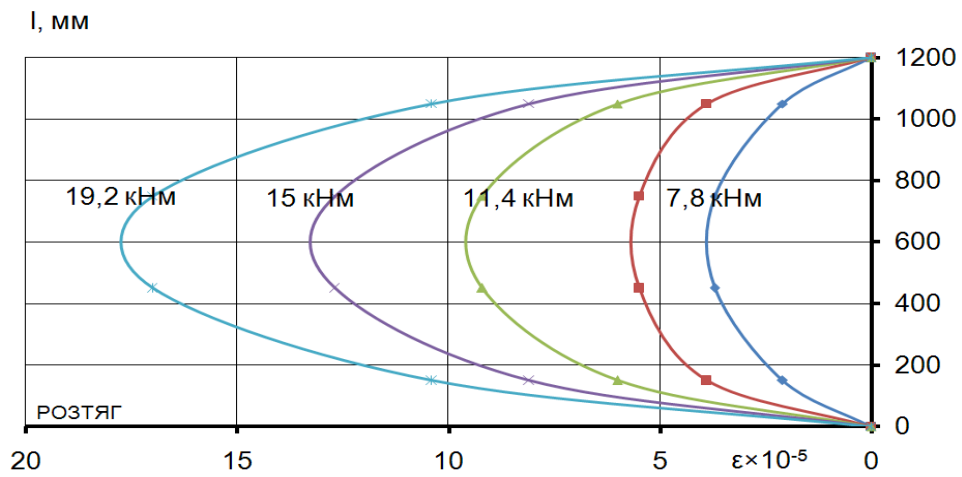


Рисунок 10.9 – Розподіл відносних деформацій сталі по довжині зразка ПЗ на відстані 450 мм від бокової грані

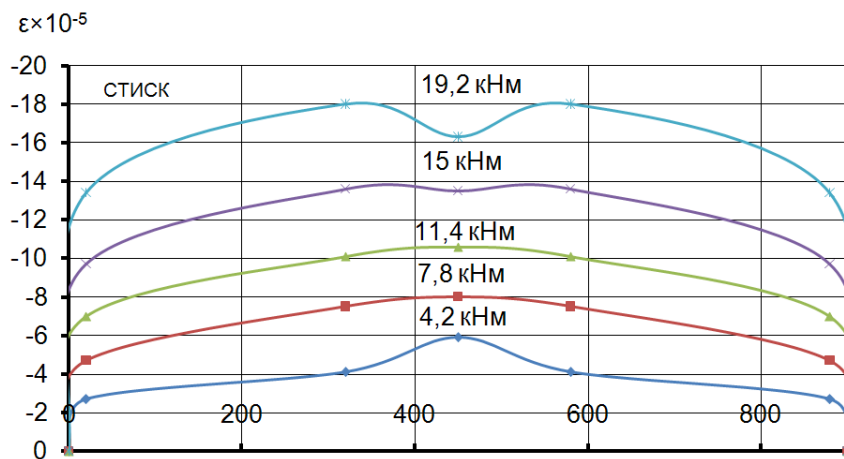


Рисунок 10.10 – Розподіл відносних деформацій бетону поперек зразка ПЗ на відстані 50 мм від торця

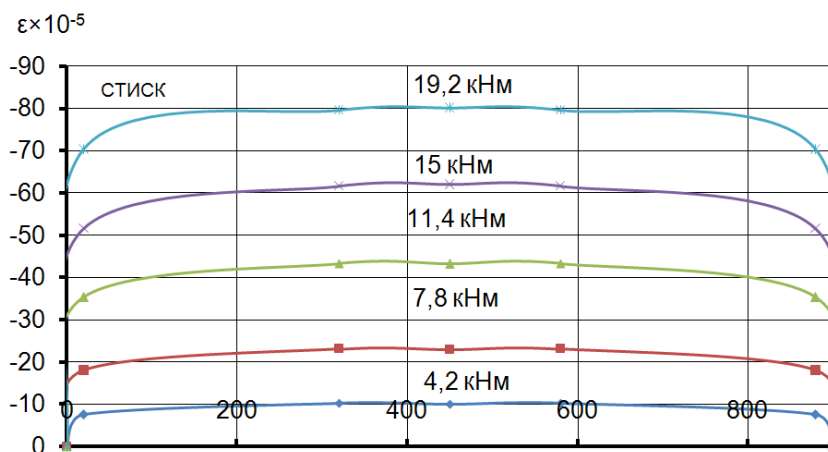


Рисунок 10.11 – Розподіл відносних деформацій бетону поперек зразка ПЗ на відстані 450 мм від торця

Отримані графіки показали, що під час зміни навантаження відбувається перерозподіл деформацій як вздовж, так і впоперек зразка, тобто на певному ступені завантаження найбільш деформованою була одна фібра, то під час наступного ступеню виявляється зовсім інша. Це характерно як для бетону, так і для сталі, що говорить про їх сумісну роботу протягом усього періоду дослідження.

Розподіл відносних деформацій по довжині зразка відповідав епюрі згинальних моментів для прийнятої схеми завантаження, тобто максимальний момент і деформації відмічались посередині прольоту.

Також було відмічено, що деформації волокон, які знаходяться ближче до краю плити мали значення більш ніж на 10% менші за аналогічні отримані на відстані 320 та 450 мм. Це дещо суперечить теоретичному розподілу, згідно якого всі волокна перерізу рівновіддалені від нейтральної лінії матимуть однакові деформації. Особливо добре це видно на рис. 10.10 та 10.11, де можна відмітити також характерний перерозподіл деформації поперек зразка.

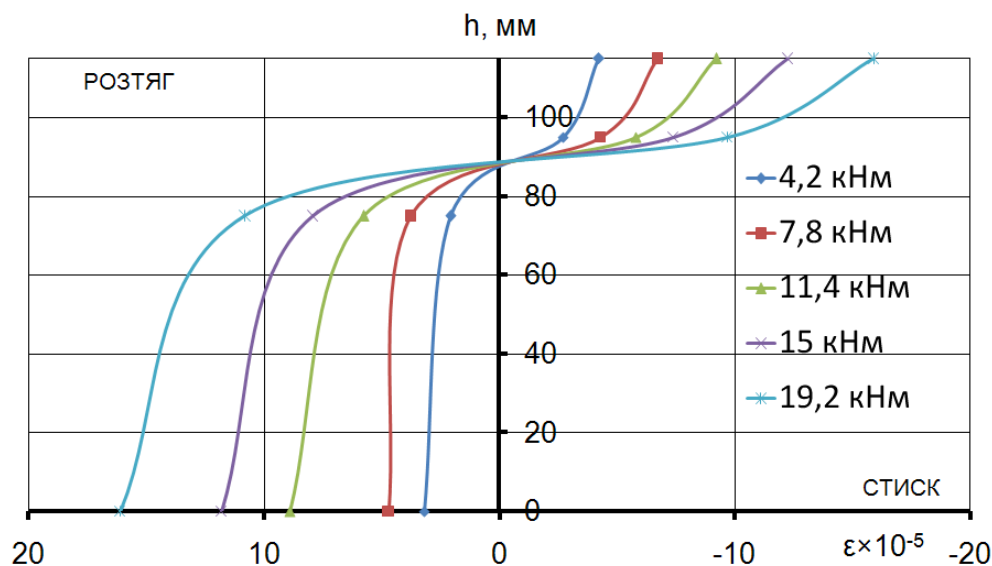


Рисунок 10.12 – Розподіл відносних деформацій по висоті зразка ПЗ в перерізі 1-1

Для наближеного визначення місця проходження нейтральної лінії було побудовано графіки розподілу відносних деформацій по висоті нормальних перерізів на відстані 150 та 450 мм від торця плити (рис. 10.11). Також,

використовуючи отримані вище характеристики прийнятих матеріалів, було отримано графіки розподілу напружень по висоті перерізів (рис. 10.12), шляхом перемножування значень відносних деформацій на відповідний модуль пружності, які показали співпадіння можливого діапазону проходження нейтральної лінії 85-90 мм від найбільш розтягнутого волокна.

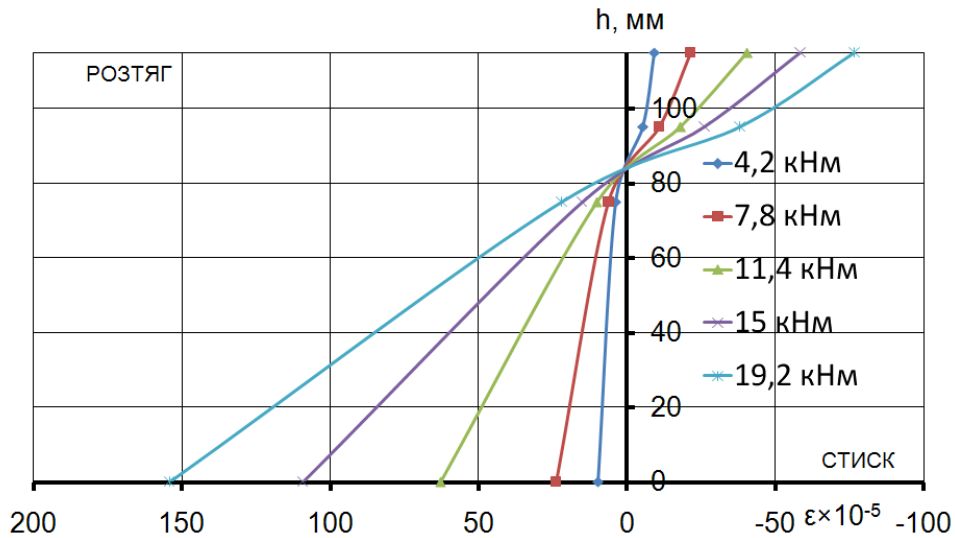


Рисунок 10.13 – Розподіл відносних деформацій по висоті зразка ПЗ в перерізі 2-2

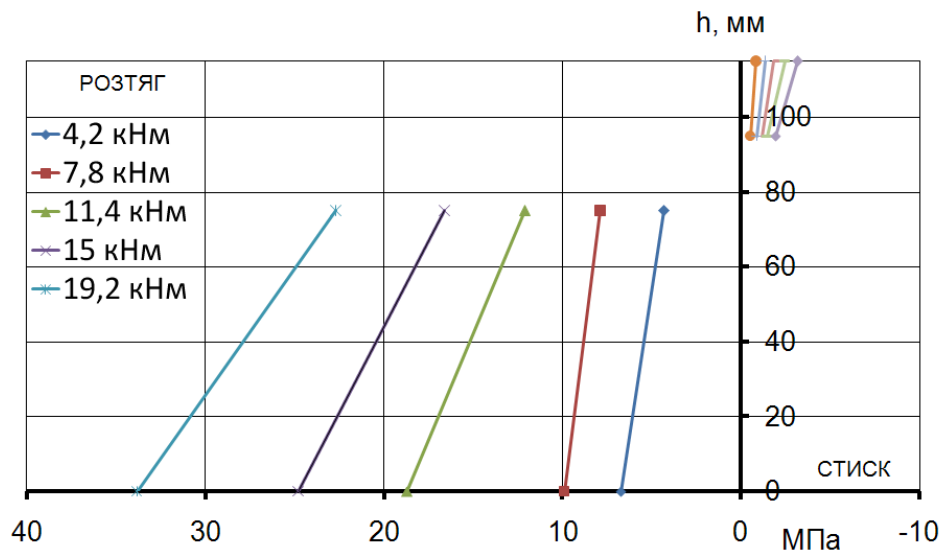


Рисунок 10.14 – Розподіл напружень по висоті зразка ПЗ в перерізі 1-1

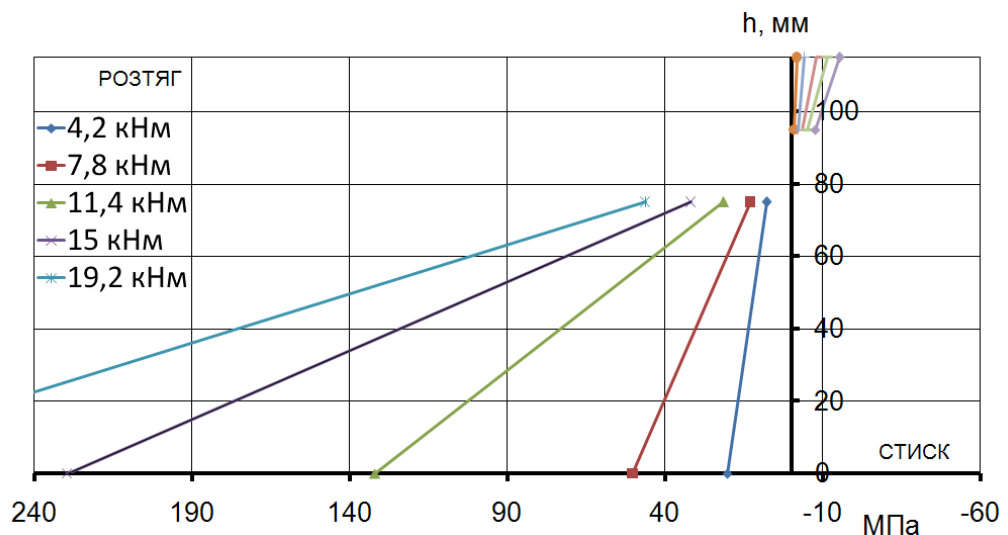


Рисунок 10.15 – Розподіл напружень по висоті зразка ПЗ в перерізі 2-2

З отриманих графіків можна зробити висновок, що розміри дослідних зразків плит були запроектовані вірно з розрахунку найбільш раціонального використання прийнятих матеріалів, тобто сталевий профнастил повністю працював на розтяг, а бетонна плита переважним чином на стиск. Це впливає з місця розташування нейтральної лінії, яка в нашому випадку розташована вище профнастилу.

Переважаючі деформації сталеві частини над деформаціями бетонного блоку свідчать про первинність руйнування розтягнутої частини. Це виражалось в відриві профнастилу від бетону з подальшою втратою місцевої стійкості вертикальних ребер, що призводило до згинання листа в місці виникнення максимальних внутрішніх зусиль та миттєвому розтріскуванню плити в тому ж перерізі.

В результаті вимірювання прогинів досліджуваних сталебетонних елементів, заміряних за допомогою прогиномірів, отримано графік залежності прогину від навантаження на розподілюючу траверсу для конструкцій з використанням клейового з'єднання та без нього (рис. 10.16).

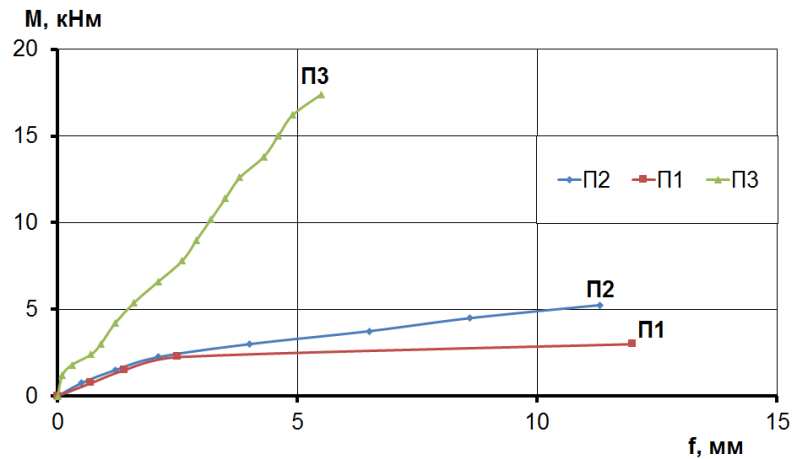


Рисунок 10.16 – Залежності прогину від зростання навантаження зразків П1, П2 та П3

Випробування запропонованих зразків дали змогу довести ефективність клейового з'єднання сталевого профільованого настилу з бетонним блоком згідно методики приклеювання свіжоукладеної бетонної суміші до металевій частини, тобто наявність такого з'єднання мала значний вплив на несучу здатність та деформативність дослідних зразків. Експериментальні значення несучої здатності та прогинів дослідних зразків наведено в табл. 10.1.

Таблиця 10.1 Несуча здатність та прогин елементів плит

Зразок	Навантаження на розподілюючу траверсу, N, кН	Прогин f_{max} , см
П1	17,5	4,58
П2	30	4,02
П3	64	1,02

Говорячи про несучу здатність дослідних зразків, слід зауважити, що використання клейової суміші 2 складу для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону дало змогу збільшити несучу здатність зразка П3 у порівнянні з П1 та П2 в 3,7 та 2,1 рази відповідно (рис. 10.16).

Руйнування дослідних зразків відбувалось внаслідок відриву профнастилу від бетонного блоку (рис. 10.17). Цей процес починався з крайніх граней (рис. 10.18), де меншим чином проявлявся складний напружено-деформований стан конструкцій, викликаний взаємним впливом складових частин одна на одну. Далі відбувався у зразків П1 та П2 поступовий відрив сталевго листа з візуальною фіксацією втрати місцевої стійкості ребер посередині прольоту, про що і свідчить значний ріст прогинів при малій несучій здатності.

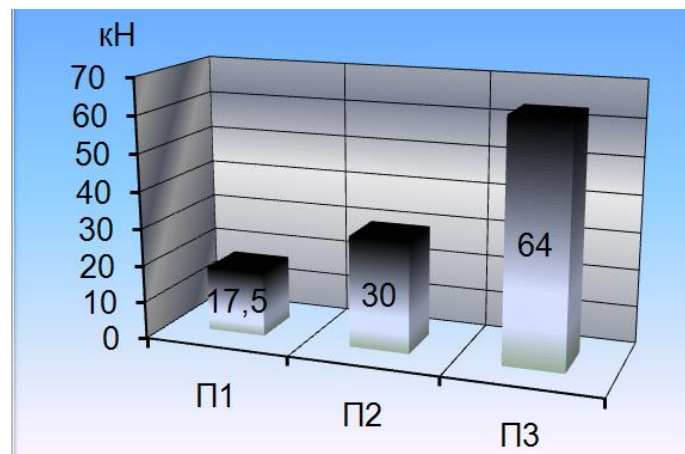


Рисунок 10.17 – Несуча здатність згинальних дослідних зразків



Рисунок 10.18 – Момент відриву профнастилу від бетонного блоку в зразка П3



Рисунок 10.19 – Відшарування листової профільованої арматури в торці конструкції



Рисунок 10.20 – Зміщення бетонного блоку відносно профнастилу



Рисунок 10.21 – Характер деформування та руйнування конструкції

Також в зразках П1 та П2 на відміну від П3 спостерігалось первинне руйнування бетонного блоку зі зміщенням в торцях (рис. 10.20), що і стало причиною відриву профнастилу з подальшим деформуванням. Проте зразок П3 руйнувався по дещо іншій схемі, що свідчить про добру сумісну роботу сталі та бетону. В нього профнастил відривався миттєво з одночасним руйнуванням бетонного блоку. Цей процес супроводжувався характерним звуком. Крижке руйнування бетону пояснюється відсутністю внутрішньої арматури. Також у зразка П3 не було відмічено стрімкого росту прогинів при незначному підвищенні навантаження, що характерно для інших зразків з моменту початку втрати зв'язку сталі з бетоном. Отже, причиною вичерпання несучої здатності дослідних зразків слід вважати відрив сталевого профнастилу від бетону (рис. 10.21).

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 10:

1. Прийнята методика випробувань та використані вимірювальні прилади дозволяють отримати необхідні експериментальні дані для визначення несучої здатності та деформацій із заданою точністю і характеру руйнування дослідних зразків.
2. Використання клеїв різних складів дозволяють вивчити їх вплив на несучу здатність і деформативність досліджуваних елементів.
3. Прийняті для використання під час проведення експерименту вимірювальні прилади дозволяють отримати детальні характеристики напружено-деформованого стану досліджуваних зразків на будь-якій стадії завантаження.
4. Використані схеми розміщення приладів на бічних поверхнях досліджуваних зразків дозволяють отримати чітку картину розвитку деформацій як в перерізах, так і по довжині елементів.
5. Прийняті для виготовлення досліджуваних зразків матеріали (сталь і бетон) мають фізико-механічні властивості, що характерні для матеріалів, які широко використовуються у практиці будівництва.

6. Текучість металевих елементів конструкцій в найбільш напружених волокнах перерізу відмічена при навантаженнях 85-90% від руйнуючих, що говорить про високу надійність таких конструкцій.

7. При використанні з'єднань з виштамповкою для забезпечення сумісної роботи бетону та сталі несуча здатність елементів плит серії ПЗ попри атмосферний вплив на зразки збільшується майже в 4 рази у порівнянні із серією П1.

8. На всіх етапах завантаження в конструкціях із клейовими з'єднаннями сталі та бетону за допомогою акрилового клею з наповнювачем забезпечується їх сумісна робота. Відшарування і втрата місцевої стійкості сталевих елементів спостерігалась тільки в момент руйнування. Ці обставини дозволяють вважати, що дані конструкції надійні в роботі та експлуатації.

ВИСНОВКИ

В дипломній роботі ми розглянули весь процес реконструкції адміністративного будинку з всіма його розділами формування.

Аналітичним оглядом було розглянуто основні принципи реконструкції будинків.

Зробивши необхідні підрахунки за допомогою програми Мономах та перевіривши їх ручним способом ми встановили необхідність підсилення фундаментів та зробили прорахування основних несучих елементів в даному проекті.

Фундаменти було вирішено підсилювати шляхом розширення його подошви з двох сторін прибетонуванням залізобетонних смуг.

В експлуатації будинку ми забезпечили такі важливі фактори :

- пожежну безпеку будівель, що вимагає в свою чергу значного підвищення вогнестійкості несучих конструкцій, оздоблювальних та облицювальних матеріалів, збільшення кількості евакуаційних шляхів, використання ефективних протипожежних систем і засобів, нової протипожежної техніки;
- застосування надійних та довговічних інженерних систем життєзабезпечення (ліфтів, водопостачання, вентиляції та кондиціонування повітря тощо);

А в основі процесу будівництва ми розглянули процеси складання будівельного генерального плану, а також процеси влаштування рулонної покрівлі.

В науково-дослідній частині було проведено дослідження ефективності залізобетонних плит по профільованому настилу. При використанні з'єднань з виштамповкою для забезпечення сумісної роботи бетону та сталі несуча здатність елементів плит попри атмосферний вплив на зразки збільшується майже в 4 рази у порівнянні із серією без виштамповок.

На всіх етапах завантаження в конструкціях із клейовими з'єднаннями сталі та бетону за допомогою акрилового клею з наповнювачем забезпечується їх сумісна робота. Відшарування і втрата місцевої стійкості сталевих елементів спостерігалась тільки в момент руйнування. Ці обставини дозволяють вважати, що дані конструкції надійні в роботі та експлуатації.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ Б А.2.4-6:2009 Правила виконання робочої документації генеральних планів.
2. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень.
3. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 Основні вимоги до проектної та робочої документації.
4. ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва.
5. ДБН В.1.2. – 2:2006. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 68 с.
6. ДБН В.1.2. – 3:2006. Прогнбы и перемещения: нормы проектирования. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 48 с.
7. Гольшев А.Б., Кривошеев П.И., Козелецкий П.М., Розенфельд И.А., Слюсаренко Ю.С. Расчет и технические решения усиления железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований. – К., Логос, 2008. – 304с.
8. Гольшев А.Б., Кривошеев П.И., Козелецкий П.М. и др. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований. – К.: Логос, 2004. – 219 с.
9. Франчук Г.М., Малахів Л.П. Екологічні проблеми довкілля. – К.: КМУЦА, 2000. – 180с.
10. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – К., Логос, 2001. – 172 с.
11. Гучкин И.С. Техническая эксплуатация и реконструкция зданий – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009. – 296с.
12. Я. М. Лихтарников. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – Москва: Стройиздат, 1979.

13. Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. Расчет стальных конструкций. Справочное пособие. – Киев: Будівельник, 1984.
14. В. И. Тур. Купольные конструкции: формообразование, расчет, конструирование, повышение эффективности: Учебное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2004.
15. Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский. Компютерні технології проектування залізобетонних конструкцій: Навч. Посіб.- К.: Книжкове вид-во НАУ, 2006 – 808 с. (Рос. Мовою).
16. С. Н. Цымбал. Расчет свайных фундаментов. Методические указания к курсовому проектированию по основаниям и фундаментам. – Киев: КИСИ, 1990.
17. С. А. Слюсаренко. Методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине, механика грунтов, основания и фундаменты. – Киев: КИСИ, 1988.
18. В. М. Першаков, А. Я. Барашиков. Будівельні конструкції. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник. – Киев, НАУ, 2001.
19. ГОСТ 12.0.003-74* «Опасные и вредные производственные факторы».
20. ГОСТ 12.1.004—91 «Пожарная безопасность»