

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – ДП.2062 “С” 2020.12.04 06 ПЗ

КОВАЛЬОВА РОСТИСЛАВА ФЕДОРОВИЧА

2022 р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП УКРАЇНИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

УДК 711.168:334(477.52)

НУБІП УКРАЇНИ

ПОГОДЖЕНО
Декан факультету (Директор ННІ)
конструювання та дизайну
(назва факультету (ННІ))

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри будівництва
(назва кафедри)

_____ Ружи́ло З.В.
(підпис) (ПІБ)

_____ Баку́лін Є.А.
(підпис) (ПІБ)

“___” травня 2022 р.

“___” травня 2022 р.

НУБІП УКРАЇНИ

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Реконструкція центру літньої активності у м. Суми

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Освітня програма
освітньо-наукової програми 192 – будівництво та цивільна інженерія
(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

д.т.н., професор
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Яковенко Ігор Анатолійович

(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

д.т.н., професор
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Яковенко Ігор Анатолійович

(ПІБ)

Виконав

(підпис)

Ковальов Ростислав Федорович

(ПІБ студента)

НУБІП УКРАЇНИ

КПІВ – 2022 рік

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ)

конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

кандидат технічних наук, доцент

Бакулін Є.А.

2021 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Ковальову Ростиславу Федоровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність

192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма

освітньо-наукова програма 192 – будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи

Реконструкція центру ділової активності у м. Суми

затверджена наказом ректора НУБіП України від "04" грудня 2020 р. № 19/14 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру

05 травня 2022 року

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи

Запроектована реконструкція центру ділової активності передбачає надбудову двох додаткових поверхів над існуючою будівлею, які будуть містити офісні приміщення з повною інфраструктурою обслуговування персоналу. Метод надбудови був вибраний з можливих методів збільшення корисної площі існуючої будівлі в зв'язку зі щільною забудовою району розміщення будівлі і малою площею прилягаючої території об'єкту.

Також заплановано перепланування існуючого 1-го поверху, для удосконалення робочих процесів підприємств центру ділової активності, а саме в відділенні банку відремонтовані операційний та касовий зали прилягатимуть безпосередньо до вестибюлю.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину реконструкції центру ділової активності (показати фасади та плани до та після проведення реконструкції).

2. Виконати розрахунок та конструювання посилення основних несучих конструкцій: найбільш навантаженої багатопорожнистої залізобетонної плити перекриття, перемички, сходового маршу, цегляного простінку

3. Навести параметри та засоби щодо організації буд генплану, технології виконання посилення будівлі, розробити, виконати розрахунок водопостачання будівельного майданчика

4. Навести основні відомості щодо методик посилення залізобетонних конструкцій.

Представити відповідні розрахункові схеми та алгоритми їх розрахунків.

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади до та після проведення реконструкції, повздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання посилення головних несучих залізобетонних та кам'яних конструкцій: багатопорожнистої залізобетонної плити перекриття, перемички, сходового маршу, цегляного простінку.

3. Технологічна карта, буд генплан та календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання “___” лютого 2021 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

доктор технічних наук, професор,
професор кафедри будівництва НУБіП України

/І.А. Яковенко/

Завдання прийняв до виконання

студент 6 курсу БЦП
денної форми навчання

/Р.Ф. Ковальов/

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.....	
3.3. Розрахунок підсилення збірної залізобетонної плити перекриття з круглими пустотами.....	
3.4. Розрахунок металевої перемички над новим прорізом в існуючій стіні.....	
3.5. Розрахунок підсилення цегляного простінка.....	
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. Науково-дослідна частина.....
8.1. Загальні відомості про роботу підсиджених конструкцій.....
8.2. Визначення ефективності способів підсилення залізобетонних
згинальних елементів на основі експериментальних даних про їх

напружено-деформований стан на різних етапах навантаження.....

Висновки.....
Список використаної літератури.....
Додатки.....

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

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.

НУБІП України

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Запроектована реконструкція центру ділової активності в м. Суми 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 обгрунтована, 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 обгрутована техніко-економічними розрахунками.

Серед існуючих принципів і методів реконструкції цивільних будинків слід виділити:

1. принцип реконструкції шляхом надбудови додаткових поверхів (у тому числі способом нідіому даху за допомогою гідродемкратів (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 об'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 повоночних 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.

НУБІП УКРАЇНИ

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальні відомості про існуючу будівлю

Будівля центру ділової активності, що підлягає реконструкції, розташована в м. Суми 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 С20/25. 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 С20/25. 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 – III.

Ступінь довговічності – 2.

Ступінь вогнестійкості – 2.

2.2. Генеральний план

Будівля, яка реконструюється, знаходиться в м. Суми. 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 запроєктовані 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	– 4846,21 м 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 А-Б – 51,90 м, А-Е – 41,15 м. Конструктивна схема – з поздовжніми несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується за допомогою анкерівки 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 – 18,60 м. 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 м²
2. Корисна площа – 1929,01 м²
3. Загальна площа – 2154,54 м²
4. Будівельний об'єм – 6732,94 м³

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 елем 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, с прив'язкою до осі – 190-190 мм та 200-310мм, виконані з цегли М50 на розчині М25. Несучі перемички укладені зі сторони спирання 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 400х380 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. Вважаючи 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

$\frac{5Bp - I - 100}{5Bp - I - 100} \frac{2350 \times L}{30} C_1$

В прольоті укладаються дві сітки в взаємно перпендикулярному напрямку. Нижні сітки укладаємо з нахльосткою у 125мм згідно. Монолітні ділянки виконувати із бетону кл. С 16/20.

Плити перекриття укладаються 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 та 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 ґравій 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 ґравію на бітумній основі.

Вікна та двері

Заповнення віконних прорізів – металопластикові двокамерні вікна розмірами 1000x2000, 1200x2000 та 2000x2000, вітражі – засклені металопластикові 2600x2600.

Заповнення дверних прорізів:

внутрішні двері – дерев'яні фільончасті тоновані 1000x2000;

в санвузлах – металопластикові глухі 700x2000;

в сходових клітинах – металопластикові зі заскленими фрамугами 1200x2000 та 1300x2000;

зовнішні – металопластикові зі заскленими фрамугами 1600x2200, 2600x2400 та з вітражами 3280x3300.

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.

Проезд 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 сумішми, 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 запроєктований внутрішній організований зі зведенням 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.

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

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 – 40 мм, а для арматури не менше – 20 мм.

Для проектування сходового маршу приймаються матеріали:

– бетон класу С16:

$\gamma_{b2} = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи, враховує вплив довготривалого 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-I:

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

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

Визначаємо навантаження, які діють на сходовий марш в таблиці 3.2.1.

Таблиця 3.2.1. Підрахунок навантажень на 1 м^2 горизонтальної проекції

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне, кН/м^2	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове, кН/м^2
<u>ПОСТІЙНЕ</u>				

1. Плитка керамічна	0,01 · 23	0,23	1,2	0,28
2. Цементно-піщана стяжка	0,02 · 18	0,36	1,1	0,47
3. Власна вага маршу	1,42	3,51	1,1	3,86
4. Огорожа і поручні	3 · 1,35	0,2	1,1	0,22
РАЗОМ:		4,3		4,83
<u>ТИМЧАСОВЕ</u>	По ДБН			
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

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

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

$$q^n = 4,8 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 5,08 (\text{кН/м});$$

- нормативне короткочасне

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

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

$$l_p = l - \frac{2}{3}c = (3913 - 9,8) - \frac{2}{3} \cdot 9 = 375,5 \text{ см}$$

4. Визначення розрахункових зусиль M і Q

$$P = 7,81 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

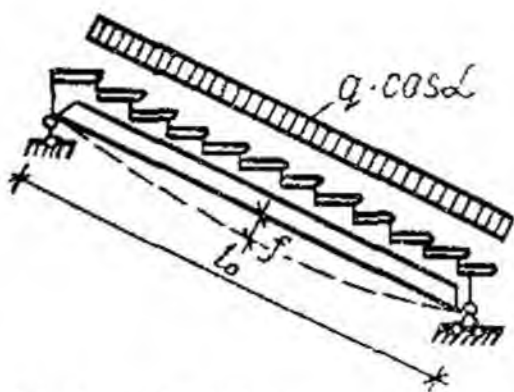


Рис. 3.2.1. Розрахункова схема

сходового маршу

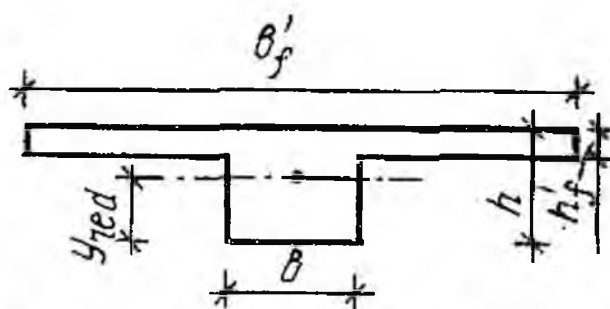


Рис. 3.2.2. Розрахунковий переріз

сходового маршу

Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає

$$M = \frac{q \ell_0^2}{8} = \frac{10,04 \cdot 3,755^2}{8} = 17,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q \ell_0}{2} = \frac{10,04 \cdot 3,755}{2} = 18,9 \text{ кН}.$$

Зусилля від нормативного навантаження:

- 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

$$M_1^n = \frac{q_1^n \ell_0^2}{8} = \frac{5,08 \cdot 3,755^2}{8} = 9,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_1^n = \frac{q_1^n \ell_0}{2} = \frac{5,08 \cdot 3,755}{2} = 9,5 \text{ кН}.$$

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

- 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 $\sigma_{sr} = R_s = 365 \text{ МПа}$, $\sigma_{sci} = 500 \text{ МПа}$, тоді

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

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

Так як

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

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

$$\text{Визначаємо } A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{e2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{1770 \cdot 0,95}{0,765 \cdot 135 \cdot 15,7^2} = 0,066 \text{ см}^2 < A_R = 441.$$

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

$$\text{мм} (f_w = 0,196 \text{ см}^2).$$

Розрахунок по міцності перерізів, похилих

до поздовжньої осі елемента.

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

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

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

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

Так як умова $Q = 18,9 \text{ кН} < 0,3 \cdot R_g \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{bl} \cdot \varphi_{wl} = 0,3 \cdot 0,765 \cdot 22 \cdot 15,7 \cdot 0,924 \cdot 1,088 = 79,7 \text{ кН}$ виконується,

то прийняті розміри перерізу достатні.

Так як умова $Q = 18,9 \text{ кН} > 0,6 \cdot R_{ct} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7 = 14,1 \text{ кН}$ 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

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,059 + 0)0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{1,02}} = 27,8 \text{ см}$$

Так як $c_0 = 27,8 \text{ см} < 2 \cdot 15,7 = 31,4 \text{ см}$, то

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2} = \frac{18900^2}{4 \cdot 2(1 + 0,059 + 0)0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2 \cdot 100} = 114,3 \text{ Н/м, тоді}$$

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{260 \cdot 0,392 \cdot 100}{114,3} = 89,2 \text{ см,}$$

$$S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2(1 + 0,059 + 0)0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{18,9} = 31,0 \text{ см.}$$

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 опор передбачають їх приварювання до закладних деталей. При армуванні маршу в полиці по конструктивним міркуванням поставлена сітка $C-1$, а в верху

поздовжніх ребер є монтажні стержні $2\varnothing 4 \text{ Вр-I}$, тоді уся верхня арматура складе $9\varnothing 4 \text{ Вр-I}$, $A'_s = 1,13 \text{ см}^2$.

Розрахунок по граничним станам другої групи

Визначимо 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:

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

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 $\gamma = 1,75$:

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

Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, по

виникненню і розкриттю тріщин.

Оскільки умова

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

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

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

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

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{900}{\beta + \frac{1 + 5(\sigma_m + \lambda)}{10 \mu \alpha}} = 0,151$$

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:

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

При короткочасній дії всього навантаження

$$z = 15,7 \cdot 1 - \frac{5,7}{2} \frac{1,02 + 0,104^2}{(1,02 + 0,104)} = 14,263 \text{ см}$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \cdot 1 - \frac{5,7}{2} \frac{1,02 + 0,111^2}{(1,02 + 0,111)} = 14,262 \text{ см}$$

При довготривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \cdot 1 - \frac{5,7}{2} \frac{1,09 + 0,106^2}{(1,09 + 0,106)} = 14,259 \text{ см}$$

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

$$a_{cr1} = \delta q_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{20(3,5 - 100\mu)^2 d}$$

при короткочасній дії всього навантаження

$$a_{cr1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{346}{2 \cdot 10^5} \sqrt[3]{20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^2 \sqrt{14}} = 0,22 \text{ мм};$$

при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{cr2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{204,9}{2 \cdot 10^5} \sqrt[3]{20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^2 \sqrt{14}} = 0,13 \text{ мм};$$

при тривалій дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{cr3} = 1 \cdot (1,6 - 15 \cdot 0,009) \sqrt[20]{\frac{2049}{2 \cdot 10^5} (3,5 - 100 \cdot 0,009)^3 / 14} = 0,19 \text{ мм.}$$

У результаті ширина нетривалого розкриття тріщин

$$a_{cr,sh} = a_{cr1} - a_{cr2} + a_{cr3} = 0,22 - 0,13 + 0,19 = 0,28 \text{ мм} < a_{cr,adm} = 0,4 \text{ мм};$$

ширина тривалого розкриття тріщин

$$a_{cr1} = a_{cr3} = 0,19 \text{ мм} < a_{cr,adm} = 0,3 \text{ мм}$$

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 $\sigma_x = \sigma_y = 0$:

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

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

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 $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m$:

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

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

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

$$\frac{1}{r_3} = \frac{900}{15,7 \cdot 14,259} \left[\frac{0,866}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,09 + 0,106) 0,15 \cdot 2,65 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 85,0 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна

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

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:

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

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

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

плече внутрішньої пари сил

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

$$\text{коефіцієнт } \varphi_m = \frac{R_{b,ser} W_{pl}}{M_n} = \frac{115 \cdot 3763}{16140} = 0,27;$$

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

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

вигинає

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

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

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

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.

3.3. Розрахунок підсилення збірної залізобетонної плити перекриття з круглими пустотами

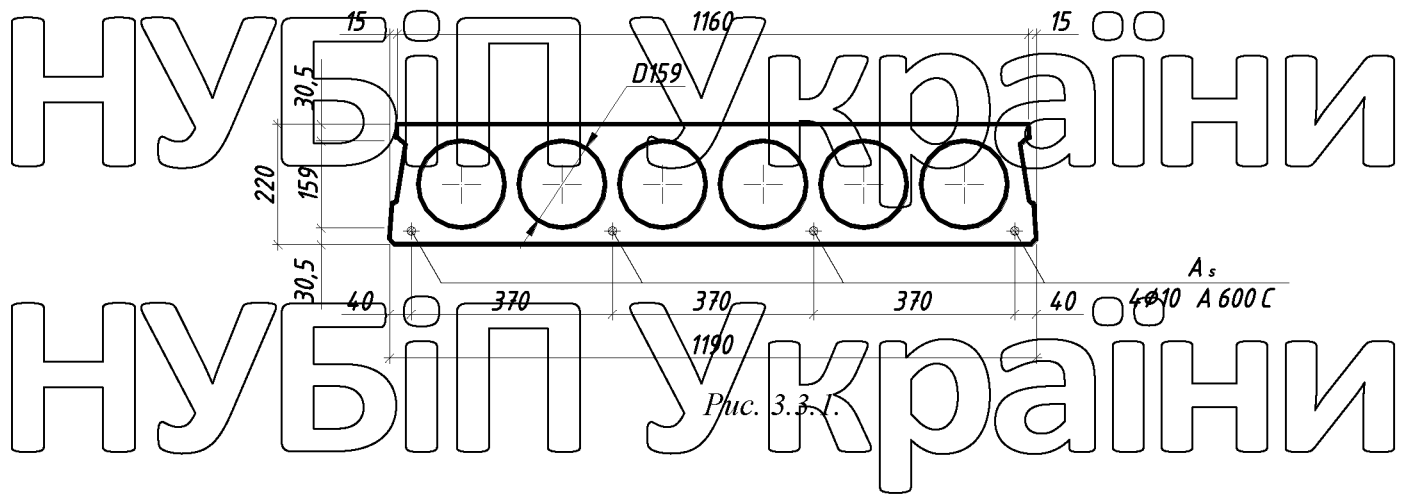
В зв'язку з надбудовою двох поверхів над будівлею центру ділової активності необхідно провести підсилення деяких збірних залізобетонних плит з круглими пустотами над третім поверхом існуючої будівлі в зв'язку зі збільшенням корисного навантаження на плити.

Параметри плити до підсилення: номінальний розмір плити в плані 1,2х6,0 м; висота $h = 220 \text{ мм}$; бетон важкий, підвержений тепловій обробці, класу В25 (

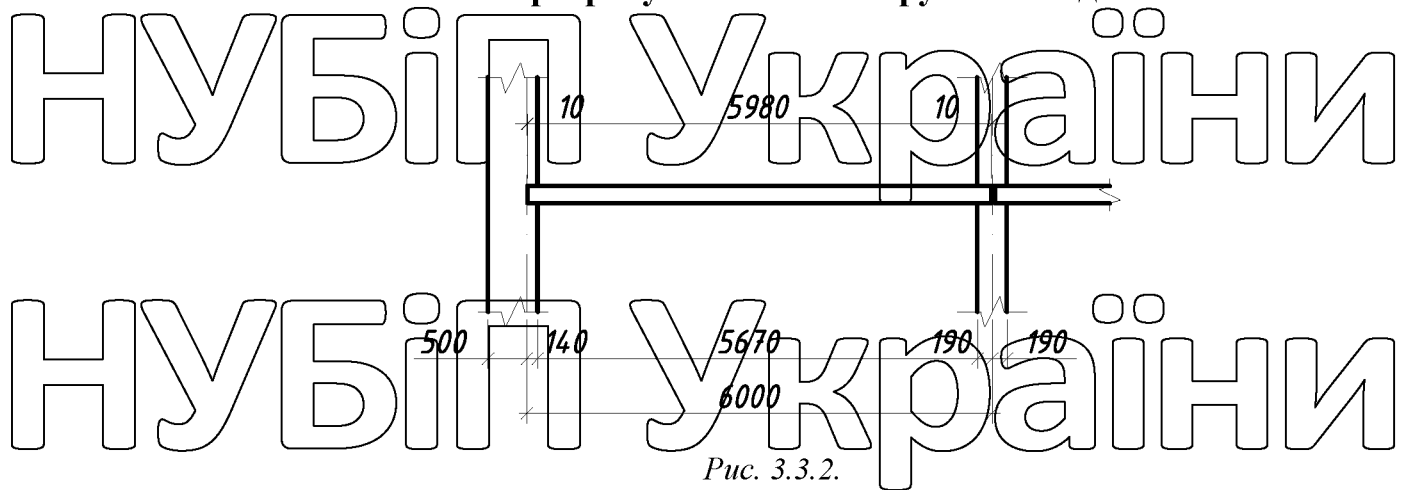
$R_b = 14,5 \text{ МПа}$); робоча поздовжня арматура стержнева : $4 \text{ } \varnothing 10 \text{ А } 600 \text{ С}$ ($R_s = 510 \text{ МПа}$, $A_s = 3,14 \text{ см}^2$). Дійсний поперечний переріз плити показаний на рис.

3.3.1.

Навантаження від перекриття приймаємо як при розрахунку плити перекриття: нормативне $q^* = 8,1$, розрахункове $q = 9,6$.



Визначення розрахункової і конструктивної довжини



Обпирання плити на стіни $l_{on} = 130\text{мм}$, $l'_{on} = 180\text{мм}$.

Розрахункова довжина плити:

$$l_0 = l - 20 \frac{l_{on}}{2} - \frac{l'_{on}}{2} = 6000 - 20 - \frac{130}{2} - \frac{180}{2} = 5835\text{мм}$$

Визначення тиску на один метр погонний і внутрішні зусилля

Навантаження на 1 м довжини плити, діючі по нормалі до її осі, при номінальній ширині плити $b_n = 1200\text{мм}$:

- розрахункове повне

$$q = 9,6 \cdot 1,2 = 11,52(\text{кН/м});$$

- нормативне повне

$$q^n = 8,1 \cdot 1,2 = 9,72(\text{кН/м}).$$

Розрахункова схема плити (рис. 3.3.3.) прийнята у виді однієї прогонної статично визначної балки.

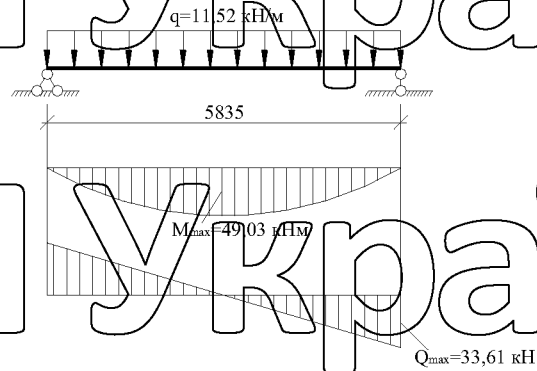


Рис. 3.3.3.

Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає

$$M_1 = \frac{q \ell_0^2}{8} = \frac{11,52 \cdot 5,835^2}{8} = 49,03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q \ell_0}{2} = \frac{11,52 \cdot 5,835}{2} = 33,61 \text{ кН}.$$

Зусилля від нормативного навантаження:

$$M^n = \frac{q^n \ell_0^2}{8} = \frac{9,72 \cdot 5,835^2}{8} = 41,37 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = \frac{q^n \ell_0}{2} = \frac{9,72 \cdot 5,835}{2} = 28,36 \text{ кН}.$$

При розрахунку міцності плити конструктивний поперечний переріз заміняємо розрахунковим у виді тавра (рис. 3.3.4.).

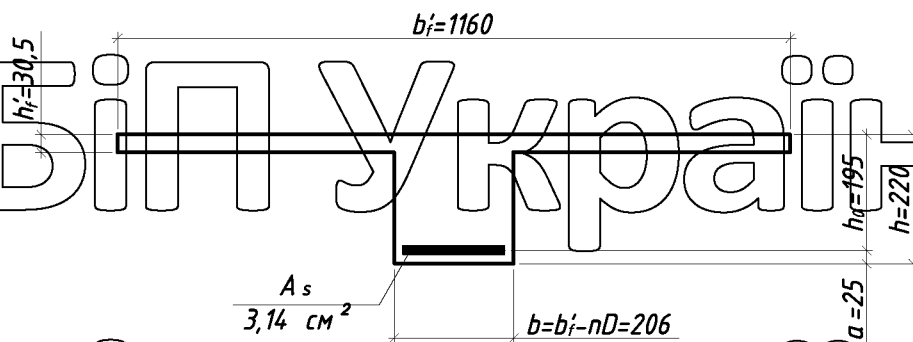


Рис. 3.3.4.

Визначаємо несучу здатність нормального перерізу плити.

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

Визначаємо положення нейтральної осі з умови

$$R_s \cdot A_s \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b' \cdot h'_f$$

$$510 \cdot 10^3 \cdot 314 \cdot 10^{-6} = 160,14 \text{ кН} < 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,0305 = 461,71 \text{ кН}$$

Умова виконується, нейтральна вісь знаходиться в полиці.

Визначаємо висоту стиснутої зони перерізу

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b' \cdot \eta} = \frac{51 \cdot 3,14}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 1,16} = 1,06 \text{ см}$$

Відносна висота стиснутої зони перерізу

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1,06}{19,5} = 0,054 < \xi_R = 0,52$$

Визначаємо несучу здатність нормального перерізу.

Знаходимо коефіцієнт A_0 = при $\xi = 0,054$ (по інтерполяції).

ξ	A_0
0,05	0,048
0,054	0,052
0,06	0,058

$$M = A_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b' \cdot h_0^2 = 0,058 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,195^2 = 33,39 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Перевіряємо умову

$$M \geq M_1; \quad 33,39 \text{ кН} \cdot \text{м} < 49,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умова не виконується, отже, потрібно підсилення плити.

Коефіцієнт підсилення $k = \frac{M}{M_1} = \frac{49,03}{33,39} = 1,468$, т.т. необхідно підвищити міцність

плити в прольоті на 46,8%.

Розрахунок підсилення плити методом нарощування перерізу.

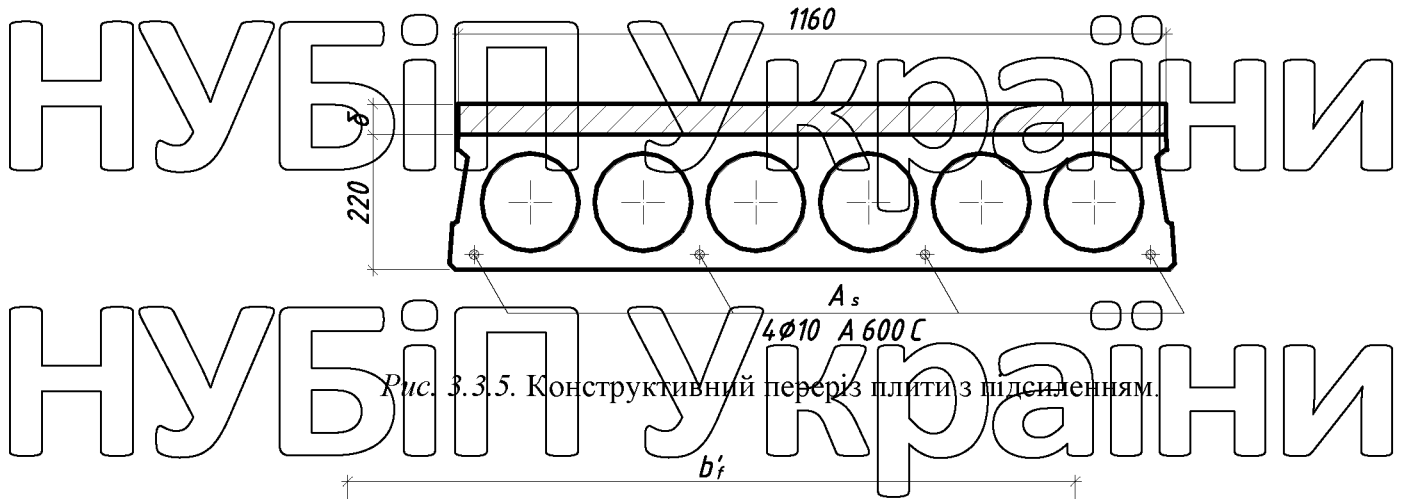


Рис. 3.3.5. Конструктивний переріз плити з підсиленням.

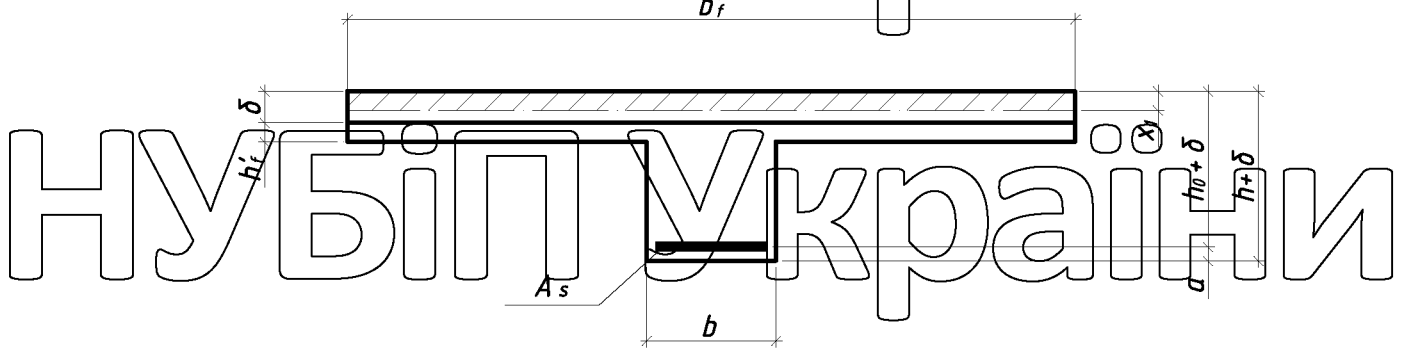


Рис. 3.3.6. Розрахунковий переріз плити з підсиленням.

Задаємося класом бетону підсилення. Приймаємо бетон класу В30 (на клас вище за бетон плити $R_b = 17 \text{ МПа}$).

Визначимо висоту стиснутої зони, припускаючи, що нейтральна вісь знаходиться в межах товщини нового бетону:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f} = \frac{51,314}{0,9 \cdot 17 \cdot 116} = 0,9 \text{ см.}$$

Визначаємо товщину набетонки з урахуванням її довантажуючої дії з виразу:

$$M_1 = \gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 \cdot (h_0 + \delta - 0,5x_1) - \frac{\rho \cdot \delta \cdot b'_f \cdot l_0^2 \cdot \gamma_f}{8}$$

$$\delta = \frac{M_1 - \gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 \cdot (h_0 - 0,5x_1)}{\gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 - \frac{\rho \cdot b'_f \cdot l_0^2 \cdot \gamma_f}{8}} = \frac{49,03 - 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 9,0 \cdot 10^{-3} \cdot (0,195 - 0,5 \cdot 9,0 \cdot 10^{-3})}{0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 9,0 \cdot 10^{-3} - \frac{25 \cdot 1,16 \cdot 5,835^2 \cdot 1,1}{8}} = 0,776 \text{ м} = 776 \text{ мм}$$

Товщина шару нового бетону перевищує 100 мм, що небажано, бо приводить до значного зменшення корисної висоти приміщення. Виконуємо

підсилення додатковим армуванням.

НУБІП УКРАЇНИ

Розрахунок підсилення плити методом додаткового армування

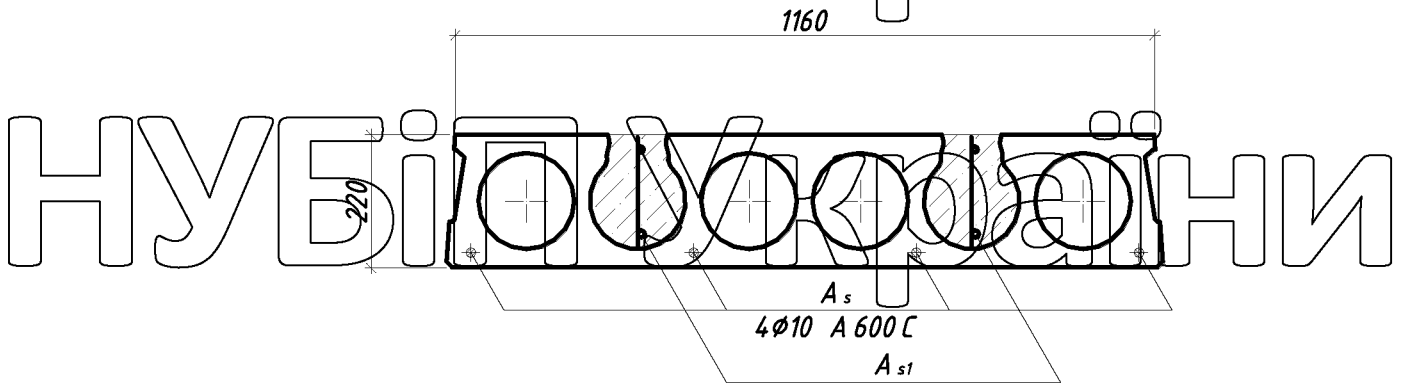


Рис. 3.3.7. Конструктивний переріз плити з підсиленням.

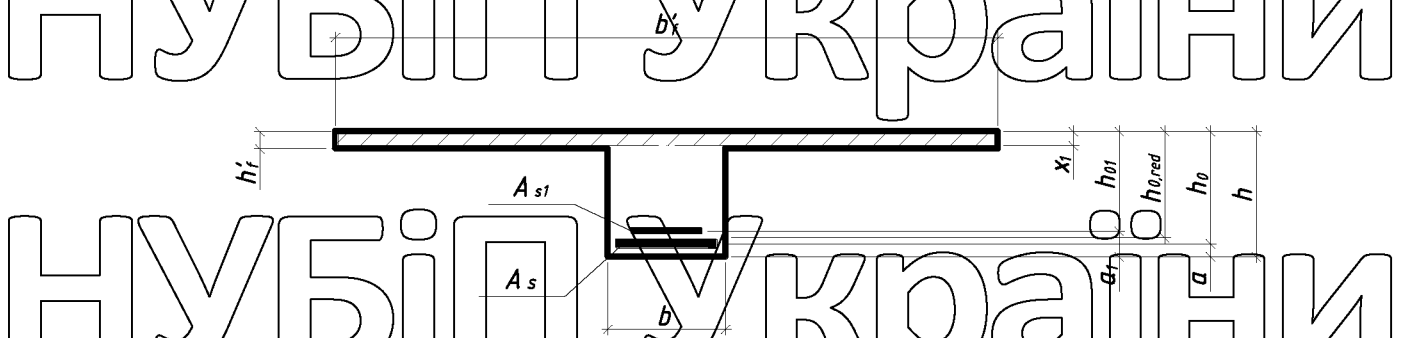


Рис. 3.3.8. Розрахунковий переріз плити з підсиленням.

Перевіряємо умову

$$M_1 \leq \gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot h_f (h_{0,red} - 0,5h'_f),$$

$$\text{де } h_{0,red} = \frac{h_0 + h_{01}}{2} = \frac{195 + 169}{2} = 182 \text{ мм}$$

$$\text{Тут до } h_{01} = h - a_1 = 220 - \left(30 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 25 \right) \approx 169 \text{ мм};$$

$$49,03 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,0305 (0,182 - 0,5 \cdot 0,0305) = 76,99 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується, отже, нейтральна вісь підсиленого перерізу знаходиться в полиці.

Визначаємо величину коефіцієнта A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b_f \cdot h_{0,red}^2} = \frac{4903}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 116 \cdot 18,2^2} = 0,098 < A_{0R} = 0,185$$

A_{0R} – необхідна площа арматури.

НУБІП УКРАЇНИ

Коефіцієнти $\eta = 0,948$ (по інтерполяції).

η	A_0
0,95	0,095
0,948	0,098
0,945	0,104

Визначимо необхідну площу перерізу сумарної арматури

$$A_s^{nom} = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{4903}{510 \cdot 18,2 \cdot 0,948} = 5,57 \text{ см}^2$$

Виділимо необхідну площу перерізу додаткової арматури класу А 400С

$$A_{s1} = (A_s^{nom} - A_s) \frac{R_s}{R_{s1} \cdot m} = (5,57 - 3,14) \frac{510}{365 \cdot 0,95} = 3,57 \text{ см}^2,$$

де $m = 0,95$ - коефіцієнт умов роботи арматури підсилення при повному розвантаженні перекриття.

За сортаментом арматурної сталі приймаємо: 2 Ø16 А 400С, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Визначаємо фактичну здатність нормального несучого перерізу після підсилення.

Перевіряємо умову

$$R_s A_s m_1 + R_{s1} A_{s1,f} m \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_{f,s}$$

де $m = 1$ - коефіцієнт (відсутнє підварювання стержнів підсилення до існуючої арматури);

$$510 \cdot 10^3 \cdot 4,02 \cdot 10^{-6} \cdot 1,0 + 365 \cdot 10^3 \cdot 4,02 \cdot 10^{-6} \cdot 0,95 = 299,53 \text{ кН} < 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,0303 = 461,7 \text{ кН}$$

Оскільки умова виконується, нейтральна вісь знаходиться в полиці

Висота стиснутої зони

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s \cdot m_1 + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f} = \frac{510 \cdot 10^3 \cdot 4,02 \cdot 10^{-6} \cdot 1,0 + 365 \cdot 10^3 \cdot 4,02 \cdot 10^{-6} \cdot 0,95}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16} = 0,02 \text{ м}$$

Робоча висота підсиленого перерізу

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{A_s \cdot m_1 \cdot h_0 + A_{s1,f} \cdot h_{01}}{A_s \cdot m_1 + A_{s1,f}} = \frac{4,02 \cdot 1,0 \cdot 195 + 4,02 \cdot 169}{4,02 \cdot 1,0 + 4,02} = 180 \text{ мм}$$

Відносна висота стислої зони

$$\xi = \frac{x_1}{h_{0,red}^{(f)}} = \frac{20}{180} = 0,111 < \xi_R = 0,52.$$

Знаходимо коефіцієнти A_0 (по інтерполяції).

ξ	A_0
0,11	0,104
0,111	0,105
0,12	0,113

Фактичний згинаючий момент

$$M_f = A_0 \cdot \gamma_{f2} \cdot R_b \cdot b' \cdot h_{0, \text{факт}}^2 = 0,105 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 116 \cdot 0,182^2 = 52,65 \text{ кН} \cdot \text{м} > 49,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Запас міцності мінімальний

$$\frac{M_f - M_1}{M_1} \cdot 100\% = \frac{52,65 - 49,03}{49,03} \cdot 100\% = 7,38\%$$

Зазвичай рекомендується виконати підсилення з перспективою послідуного збільшення навантажень. Отже, в даному випадку потрібно передбачити такий спосіб підсилення, який дозволить створити більший запас міцності. Це підсилення додатковим армуванням при одночасному нарощуванні перерізу, тобто комбінованим способом.

Розрахунок посилення плити комбінованим способом

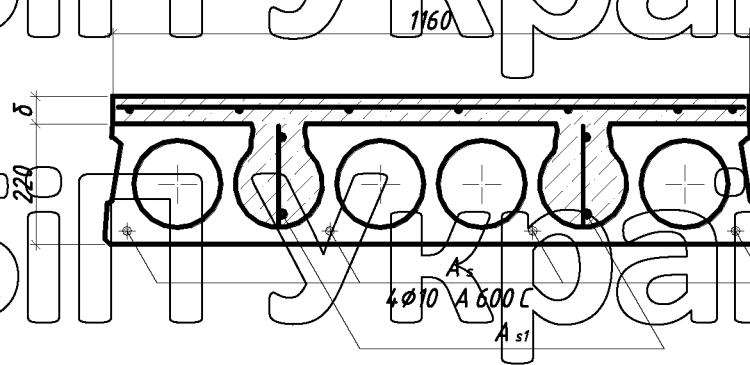


Рис. 3.3.9. Конструктивний переріз плити з підсиленням.

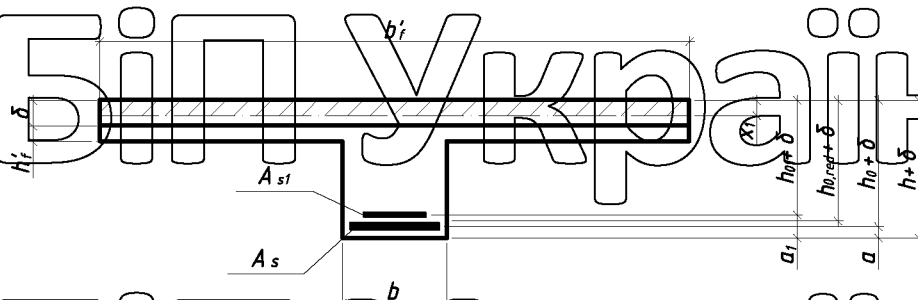


Рис. 3.3.10. Розрахунковий переріз плити з підсиленням.

Призначаємо набетонку мінімальної товщини $\delta = 50 \text{ мм}$. Приймаємо бетон

класу В30 (на клас вище за бетон плити $R_b = 17 \text{ МПа}$).

Перевіряємо умову

$$M_1 \leq \gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b_f \cdot \delta [(h_{0,red} + \delta) - 0,5\delta];$$

$$49,03 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,05 [(0,182 + 0,05) - 0,5 \cdot 0,05] = 183,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умова виконується, отже, нейтральна вісь проходить в межах нового бетону (що добре, бо слід прагнути до того, щоб нейтральна вісь проходила в набетонці).

Визначаємо величину коефіцієнта A_0 :

$$A_0 = \frac{M_1}{\gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b_f \cdot (h_{0,red} + \delta)^2} = \frac{4903}{0,9 \cdot 17 \cdot 116 \cdot (18,2 + 5)^2} = 0,051 < A_{0R} = 0,413$$

$A_{0R} = 0,413$ — необхідна площа арматури

Знаходимо коефіцієнти η (по інтерполяції).

η	A_0
0,975	0,048
0,9735	0,051
0,97	0,058

Потрібна площа сумарної арматури

$$A_s^{nom} = \frac{M_1}{R_s \cdot (h_{0,red} + \delta) \cdot \eta} = \frac{4903}{51 \cdot (18,2 + 5) \cdot 0,9735} = 4,26 \text{ см}^2$$

Виділимо необхідну площу перерізу додаткової арматури класу А 400С

$$A_{s1} = \frac{(A_s^{nom} - A_s) \cdot R_s}{R_{s1} \cdot m} = \frac{(4,26 - 3,14) \cdot 510}{365 \cdot 0,95} = 1,65 \text{ см}^2,$$

Приймаємо 2 Ø12 А 400С, $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

Визначаємо фактичну здатність нормального несучого перерізу після підсилення.

Висота стислої зони

$$x = \frac{R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1} \cdot m}{\gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b_f} = \frac{510 \cdot 3,14 + 365 \cdot 2,26 \cdot 0,95}{17 \cdot 0,9 \cdot 1160} = 13,44 \text{ мм}$$

Робоча висота підсиленого перерізу

$$h_{b,red} = \frac{A_s \cdot h_0 + A_{s1} \cdot h_{01}}{A_s + A_{s1}} = \frac{3,14 \cdot 195 + 2,26 \cdot 169}{3,14 + 2,26} = 184 \text{ мм}$$

Відносна висота стислої зони підсиленого перерізу

$$\xi = \frac{x_1}{h_{0,red} + \delta} = \frac{13,44}{184 + 50} = 0,06 < \xi_R = 0,582.$$

Коефіцієнти $A_c = 0,058$

Фактичний згинаючий момент, який сприймається перерізом плити

підсиленої комбінованим способом

$$M_f = A_c \cdot \gamma_{f_2} \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot (h_{0,red} + \delta)^2 = 0,058 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot (0,184 + 0,05)^2 = 56,37 \text{ кН} \cdot \text{м} > 49,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Запас міцності мінімальний

$$\frac{M_f - M_1}{M_1} \cdot 100\% = \frac{56,37 - 49,03}{49,03} \cdot 100\% = 14,97\%.$$

Приймаємо два каркаси КР-1 з нижньою арматурою $\varnothing 12$ А 400 С ($A_s = 1,131 \text{ см}^2$) та верхньою арматурою $\varnothing 6$ А 240 С ($A'_s = 0,283 \text{ см}^2$), поперечні стержні з арматури $\varnothing 6$ А 240 С з кроком на $\frac{1}{4}$ прольоту - 100 мм, в середині прольоту - 200 мм. Набетонку армуємо сіткою С-1 з арматури $\varnothing 5$ Вр-I, ($A'_s = 0,196 \text{ см}^2$).

3.4. Розрахунок металевієї перемички над новим прорізом в існуючій стіні

Металева перемичка влаштовується в зовнішній цегляній стіні товщиною 640 мм між осями А і Б по осі 5 на 2-му та 3-му поверхах над місцями влаштування нових прорізів шириною 2,6 м.

Перемичка виконується із двох швелерів стягнених між собою болтами.

Попередньо приймаємо перемичку із двох швелерів №16 ($W_x = 93,4 \cdot 2 = 186,8 \text{ см}^3$, $J_x = 747 \cdot 2 = 1494 \text{ см}^4$) із сталі С 275 ($R_y = 270 \text{ МПа}$, $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$).

Визначення навантаження, які діють на перемичку

Так як перемичка влаштовується в цегляній стіні збір навантажень визначається, виходячи із сумарного навантаження, яке попадає в умовний прямокутний трикутник, розташований над перемичкою з гіпотенузою, рівною розрахунковій довжині даної перемички.

Це значить, що в зону дії навантаження попадає частина стіни площею S ,

яка описана умовним трикутником (рис. 3.4.1.) і частини сходової площадки разом зі всім навантаженням на неї. Сюди відноситься маса площадки шириною 2620 мм і половиною прольоту, рівного 3000 мм.

Оскільки стіна неоднорідна визначаємо окремо площу стіни і площу вікна:

$$S_{\text{стіни}} = \frac{3,10 + 2,62}{2} \cdot 0,24 = 0,7 \text{ м}^2; \quad S_{\text{вікна}} = \frac{1,01 \cdot 2,02}{2} = 1,0 \text{ м}^2.$$

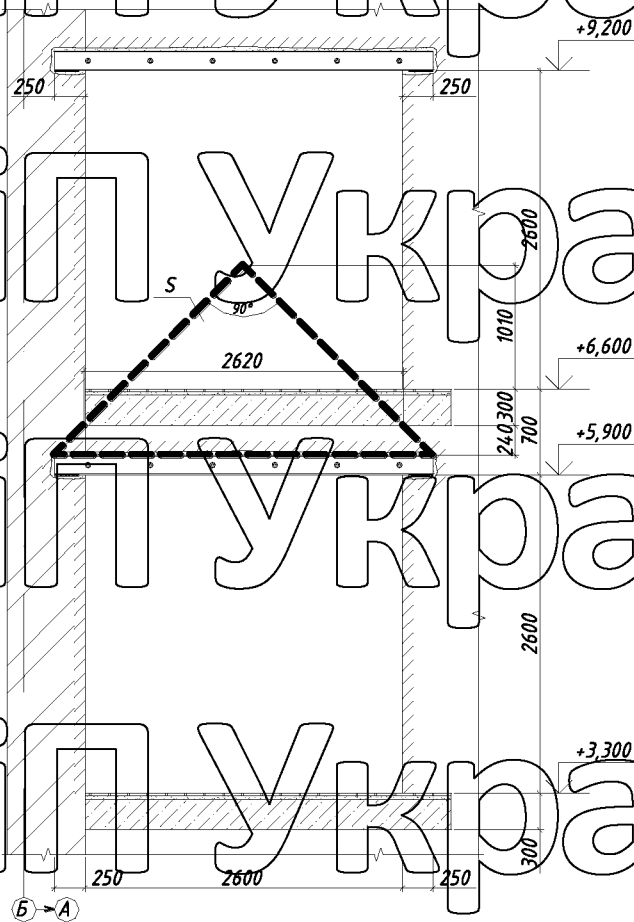


Рис. 3.4.1.

Визначаємо вантажну площу (рис. 2.4.2.).

$$A_6 = 2,62 \cdot 3,0 = 7,86 \text{ м}^2.$$

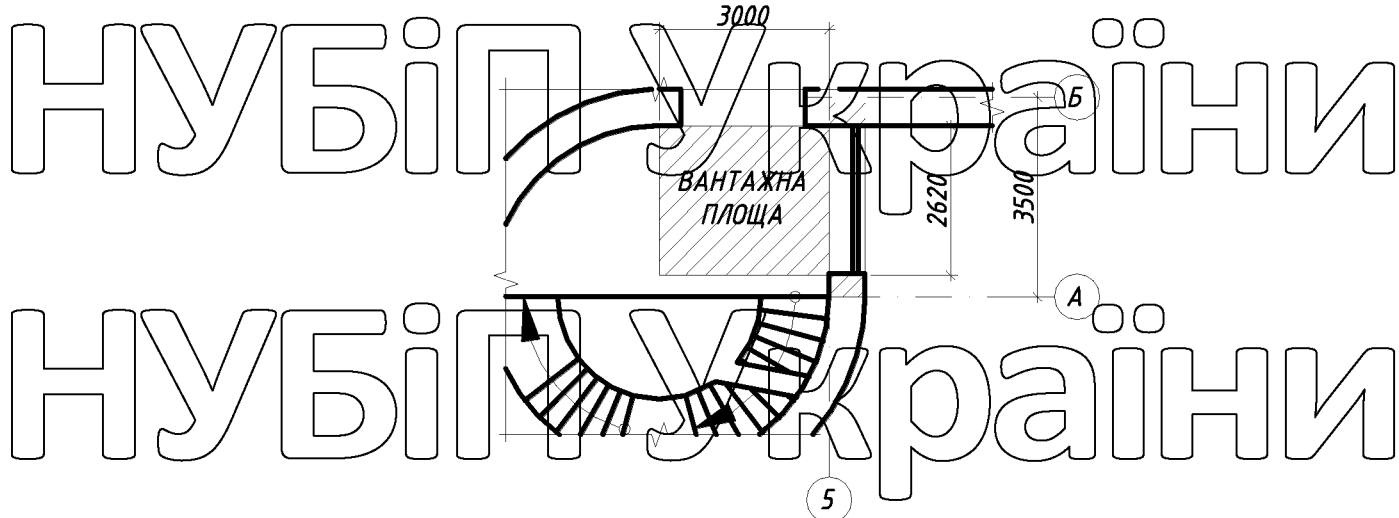


Рис. 3.4.2.

Визначаємо навантаження, які діятимуть на перемичку після пробивання прорізу в таблиці 3.4.1.

Таблиця 2.3.1. Підрахунок навантажень на 1 м.п. перемички

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне, КН/М	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове, КН/М
ПОСТІЙНЕ				
1. З.б. площадка з покриттям	$0,3 \cdot 7,86 \cdot 23$ 3,1	17,50	1,2	21,00
2. Вага цегляної стіни	$0,64 \cdot 0,7 \cdot 18$ 3,1	2,60	1,2	3,12
3. Вага вікна	$0,8 \cdot 1,0$ 3,1	0,26	1,2	0,31
4. Власна вага перемички	$0,88 + 0,007$ 3,1	1,73	1,2	2,08
	+ $0,5 \cdot 0,16 \cdot 18$			
РАЗОМ:		22,09		26,51
ТИМЧАСОВЕ				
1. Короткочасне	По ДБН $3 \cdot 7,86$ 3,1	7,61	1,2	9,13
РАЗОМ:		7,61		9,13
ВСЬОГО:		$q^n = 29,7$		$q = 35,7$

Визначення внутрішніх зусиль

Розрахункова схема перемички (рис. 3.4.2.) прийнята у виді однопрогонної статично визначної балки.

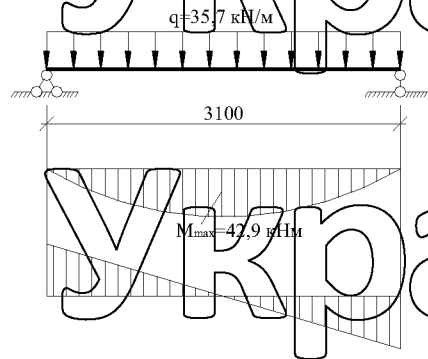


Рис. 3.4.2.

Згинаючий момент від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q \ell_0^2}{8} = \frac{35,7 \cdot 3,1^2}{8} = 42,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- від нормативного навантаження:

$$M^n = \frac{q^n \ell_0^2}{8} = \frac{29,7 \cdot 3,1^2}{8} = 35,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо мінімальний момент опору перемички, необхідний для

сприйняття діючого навантаження:

$$W = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{4290}{27 \cdot 0,9} = 176,5 \text{ см}^3$$

Отримане значення $W = 176,5 \text{ м}^3 < 186,8 \text{ см}^3$, показує, що міцність перемички достатня.

Перевіряємо жорсткість елементів перемички:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 q^n l_0^4}{384 E J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,297 \cdot 310^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 1494} = 1,16 \text{ см} < \frac{l}{150} = \frac{310}{150} = 2,07 \text{ см}$$

Таким чином несуча здатність перемички достатня.

Підсилення отворів металоконструкціями.

Оскільки проводиться демонтаж частини стіни, щоб компенсувати навантаження, яке раніше доводилося на цю частину, виконується підсилення

отворів металоконструкціями. Іншими словами, підсилення отворів відновлює міцнісні властивості капітальної стіни. Підсилення є металевою конструкцією, яка монтується на місці нового отвору, за рахунок чого зовнішні краї конструкції щільніше прилягають до стіни, залишається доступ до внутрішньої частини для зачеканки розчином.

3.5. Розрахунок підсилення цегляного простінка

Несуча здатність існуючих кам'яних конструкцій (простінків, стін та ін.), може виявитися недостатньою при реконструкції будівель, надбудовах, а також за наявності дефектів в кладці, тому перевіримо міцність простінку першого поверху по осі Б.

Кладка простінка виконана з глиняної цеглини пластичного формування марки 75 на розчині марки 25. Розмір перерізу простінка 38x285 см, висота 200 см; розрахункова висота стіни - 3,3 м. При візуальному огляді в кладці тріщин не виявлено.

Визначаємо навантаження, які діятимуть на простінок після реконструкції будинку. Навантаження від покриття вираховуємо в таблиці 3.5.1.

Таблиця 3.5.1. Підрахунок навантажень на 1 м² покриття

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне, кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове, кН/м ²
ПОСТІЙНЕ				
1. Захисний шар гравію на бітумній мастиці	0,01·20	0,20	0,3	0,26
2. 4 шари рубероїду на бітумній мастиці	-	0,20	1,3	0,26
3. Стяжка з цем.-піщаного розчину	0,03·20	0,60	1,3	0,78
4. Керамзитовий гравій (по ухилу)	$\frac{0,15+0,03}{2} \cdot 6$	0,54	1,3	0,702
5. Шар вологостійкого паперу	0,001·11	0,01	1,3	0,013
6. Пенополістирольні плити	0,1·1	0,10	0,3	0,13
7. Пароізоляція типу Ceresit	-	0,05	1,3	0,065
8. Залізобетонна плита перекриття (з урахуванням заповнення швів між плитами)	-	3,20	1,1	3,52

РАЗОМ:		4,90		5,73
ТИМЧАСОВЕ	№ ДБН			
1. Снігове	1.1.67.1	1,67	1,4	2,34
РАЗОМ:		1,67		2,34
ВСЬОГО:		6,57		8,07
ПРИЙМАЄМО:		$q_1^n = 6,6$		$q_1 = 8,1$

Навантаження від перекриття приймаємо як при розрахунку плити перекриття: нормативне $q_2^n = 8,1$, розрахункове $q_2 = 9,6$.

Визначення зусиль, які діють на простінок.

Вантажна площа (рис.3.5.1.) становить: $A_g = 3,85 \cdot 6,0 = 23,1 \text{ м}^2$.

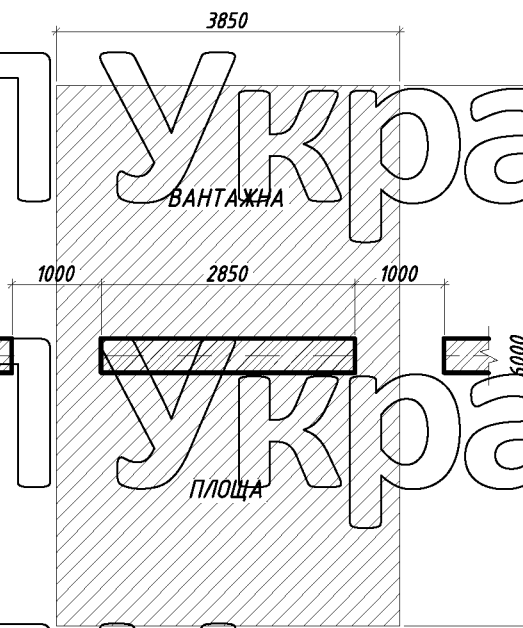


Рис.3.5.1. Схема вантажної площі

Обчислимо розрахункову поздовжню силу.

- від власної ваги стіни

$$N_{ст} = (n-1) \cdot b \cdot h \cdot H_{ок} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = (5-1) \cdot 2,85 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 368,0 \text{ кН}$$

де $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ - щільність цегляної кладки,

1,3 - коефіцієнт, що враховує додаткове навантаження від міжвіконних перемичок;

- від перекриття

$$N_{пер} = q_2 \cdot A_g = 9,6 \cdot 23,1 = 221,8 \text{ кН};$$

- від покриття

$$N_{\text{пок}} = q_1 \cdot A_n = 8,1 \cdot 23,1 = 187,1 \text{ кН};$$

- сумарна величина розрахункової поздовжньої сили

$$N = N_{\text{ст}} + (n-1) \cdot N_{\text{пер}} + N_{\text{пок}} = 368,0 + 4 \cdot 221,8 + 187,1 = 1442,3 \text{ кН}$$

Визначаємо несучу здатність простінка.

Обчислюємо площу перерізу простінка:

$$A_n = b \cdot h = 2,85 \cdot 0,38 = 1,08 \text{ м}^2.$$

Знаходимо розрахункову довжину простінка:

$$l_0 = H_{\text{пов}} = 3,3 \text{ м}$$

Приймаємо пружну характеристику кладки з цегли пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25 $\alpha = 1000$

Гнучкість стіни в межах першого поверху:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{330}{38} = 8,7$$

Залежно від α і λ_h визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,91$ (по інтерполяції)

α	φ
8,0	0,92
8,7	0,91
10,0	0,88

Обчислюємо величину розрахункової поздовжньої сили, що сприймається перерізом простінка:

$$N_1 = m_g \cdot \varphi \cdot A_n \cdot R = 1 \cdot 0,91 \cdot 1,08 \cdot 1,1 \cdot 10^3 = 1081,1 \text{ кН},$$

де m_g - коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження ($m_g = 1$ при

$$h = 0,38 \text{ м} > 0,3 \text{ м}),$$

$R = 1,5 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір кладки стисненню.

Перевіряємо умову:

$$N_1 \geq N : N_1 = 1081,1 \text{ кН} < N = 1442,3.$$

Умова не задовольняється, отже, вимагається посилення простінка.

Коефіцієнт підсилення $k = \frac{N}{N_0} = \frac{1442,3}{1081,1} = 1,334$, т.т. необхідно підвищити міцність простінка на 33,4%.

Посилення простінка сталеву обіймою

Призначимо елементи посилення мінімального перерізу. Вертикальну арматуру обійми (кутники) приймаємо із конструктивних міркувань з рівнобоких кутників 4L 50x6 ($A'_s = 5,69 \times 4 = 22,76 \text{ см}^2$). Хомути обійми приймаємо із смужової сталі $-35 \times 8 \text{ мм}$ ($A_{sw} = 2,80 \text{ см}^2$) з кроком $s = 350 \text{ мм}$.

Міцність простінка, підсилюемого за такою схемою, перевіряють з умови:

$$N \leq \psi \cdot \varphi \cdot \left[m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right] \cdot A_n + R_{sc} \cdot A'_s,$$

ψ і η - коефіцієнти, рівні 1 при центральному стисненню,

m_k - коефіцієнт умов роботи кладки. Приймаємо $m_k = 1$ для кладки без ушкоджень,
 μ - процент армування поперечними планками

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 2,80 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 35} \cdot 100\% = 0,477\%,$$

$R_{sw} = 150 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір поперечної арматури обійми,
 $R_{sc} = 43 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір вертикальних кутників, за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обійму; $R_{sc} = 190 \text{ МПа}$ при передачі навантаження з двох сторін - вгорі і внизу обійми.

Визначаємо величину розрахункової поздовжньої сили, що сприймається підсиленим простінком за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обійму:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left[m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right] \cdot A_n + R_{sc} \cdot A'_s =$$

$$= 1,0 \cdot 0,91 \cdot \left[(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,477}{1 + 2,5 \cdot 0,477} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100}) \cdot 1,08 + 43 \cdot 10^3 \cdot 22,74 \cdot 10^{-4} \right] =$$

$$= 1971,9 \text{ кН} > N = 1442,3 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, несуча здатність простінка достатня при запасі

$$\text{міцності} \frac{N_f - N}{N} \cdot 100\% = \frac{1971,9 - 1442,3}{1442,3} \cdot 100\% = 36,72\%.$$

Витрати металу на підсилення: $4,47 \cdot 2,0 \cdot 4 + 2,26 \cdot (2,85 \cdot 2 + 0,38 \cdot 2) \cdot 7 = 138,03 \text{ кг}$.

Підсилення простінка залізобетонною обіймою.

Виконуємо обійму з важкого бетону класу В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$) товщиною $\delta = 50 \text{ мм}$. Приймаємо вертикальні стержні 18-Ø6 А 240С ($A_s = 0,283 \times 18 = 5,094 \text{ см}^2$), хомути – Ø6 А 240С ($A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$), з кроком Ø6 А 240С, $s = 150 \text{ мм}$.

Визначаємо розміри перерізу підсиленого простінка:

$$b_1 = b + 2 \cdot \delta = 2,85 + 2 \cdot 0,05 = 2,95 \text{ м},$$

$$h_1 = h + 2 \cdot \delta = 0,38 + 2 \cdot 0,05 = 0,48 \text{ м}.$$

Несуча здатність підсиленого простінка визначаємо по формулі:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{3,0 \cdot \mu \cdot R_{sw}}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right]$$

Процент армування поперечними хомутами:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 15} \cdot 100\% = 0,113\%$$

A_b - площа перерізу бетону обійми, ув'язненої між хомутами і кладкою (без урахування захисного шару):

$$A_b = (b_1 - 2a)(h_1 - 2a) - bh = (2,95 - 2 \cdot 0,02)(0,48 - 2 \cdot 0,02) - 2,85 \cdot 0,38 = 0,1974 \text{ м}^2$$

$R_{sw} = 150 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір поперечної арматури обійми,

$R_{sc} = 43 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір вертикальних стержнів за відсутності

безпосередньої передачі навантаження на обійму; $R_{sc} = 190 \text{ МПа}$ - при передачі навантаження з двох сторін,

$m_b = 0,35$ - коефіцієнт умов роботи бетону за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обійму; $m_b = 0,7$ - при передачі навантаження на обійму і

відсутності опори знизу обійми; $m_b = 1,0$ - при передачі навантаження на обійму і наявності опори знизу обійми.

Обчислимо розрахункову поздовжню силу, що сприймається підсиленням

простінком за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обойму:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{3,0 \cdot \mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s = 1,0 \cdot 0,91 \times$$

$$\times \left[\left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{3,0 \cdot 0,113}{1 + 0,113} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,08 + 0,35 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,1974 + 43 \cdot 10^3 \cdot 5,094 \cdot 10^{-4} \right] =$$

$$= 2084,4 \text{ кН} > N = 1442,3 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, несуча здатність простінка достатня при запасі міцності $\frac{N_f - N}{N} \cdot 100\% = \frac{2084,4 - 1442,3}{1442,3} \cdot 100\% = 44,52\%$.

Витрати металу на підсилення: $0,222 \cdot 2,0 \cdot 18 + 0,222 \cdot (2,92 \cdot 2 + 0,45 \cdot 2) \cdot 15 = 30,44 \text{ кг}$.

Підсилення простінка обоймою із розчину.

Армування виконуємо сіткою із стержневої арматури $\text{Ø}6 \text{ А } 240\text{С}$ ($A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$), з чарунками 100 мм ($s = 100 \text{ мм}$). Сітку покриваємо шаром цементного розчину марки 75 завтовшки $\delta = 30 \text{ мм}$.

Визначаємо несучу здатність простінка, посиленого обоймою з розчину:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,8 \cdot \mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n =$$

$$= 1,0 \cdot 0,91 \cdot \left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,169}{1 + 2 \cdot 0,169} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,08 = 1081,1 \text{ кН} < N = 1442,3 \text{ кН}$$

$$\text{де } \mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 10} \cdot 100\% = 0,169\%$$

Оскільки умова не виконується несуча здатність простінка після підсилення недостатня. Перевантаження складе:

$$\frac{N - N_f}{N_f} \cdot 100\% = \frac{1442,3 - 1081,1}{1081,1} \cdot 100\% = 33,41\%$$

Збільшимо діаметр хомутів. Приймемо допустимий максимальний діаметр $\text{Ø}10 \text{ А } 240\text{С}$ ($A_{sw} = 0,789 \text{ см}^2$).

Вичислимо відсоток армування хомутами:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 0,789 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 10} \cdot 100\% = 0,471\%$$

Величина подовжньої сили, що сприймається підсиленим простінком, в

цьому випадку буде рівна:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left(m_s \cdot m_n \cdot R + \eta \cdot \frac{2,8 \cdot \mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sv}}{100} \right) \cdot A_n =$$
$$= 1,0 \cdot 0,91 \cdot \left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,471}{1 + 2 \cdot 0,471} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,08 = 2082,2 \text{ кН} > N = 1442,3 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, несуча здатність простінка достатня при запасі міцності $\frac{N_f - N}{N} \cdot 100\% = \frac{2082,2 - 1442,3}{1442,3} \cdot 100\% = 44,37\%$.

Витрати металу на підсилення: $0,616 \cdot 2,0 \cdot 66 + 0,616 \cdot (2,87 \cdot 2 + 0,40 \cdot 2) \cdot 21 = 165,91 \text{ кг}$.

З урахуванням найменшої витрати металу виконаємо підсилення простінку залізобетонною обіймою, з важкого бетону класу В15 товщиною $\delta = 50 \text{ мм}$ та стержневої арматури $\text{Ø}6 \text{ А} / 240 \text{ С}$.

4. ОСНОВИ ТА 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 4.1.1., 4.1.2.

Таблиця 4.1.1. Геологічні умови будівельного майданчика

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	№ і відмітка устя свердловини і потужність шару		
		СВ1	СВ2	СВ3
		132,05	131,75	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 4.1.2. 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_f	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

НУБІП України

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 злежаний. На майданчику має потужність 0,8-1,2 м. Щільність ґрунту $\rho = 1,67 \text{ т/м}^3$. Ґрунт сильностисливив 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:

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

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 $I_p = 0,29 - 0,19 = 0,10$ визначасмо, що ґрунт суглинок.

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

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 $R_0 = 186 \text{ кПа}$.

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 несуючого 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 підлоги фундаменту. Визначаємо абсолютну відмітку підлоги 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

насищеного 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 підшви 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: $A_v = 1,0 \cdot 6,0 = 6,0 \text{ м}^2$.

Навантаження на 1 м.п. фундаменту:

- від покриття:

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

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

- від перекриття:

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

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

- від власної ваги стіни

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

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

- сумарна величина поздовжньої сили на обрізі фундаменту:

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

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

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 підшви 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 підшви фундаменту:

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

де $b = 1,2\text{ м}$ - ширина підлоги 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 $L/H = 52,4/12 = 4,4$

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

$M_{\gamma} = 1,34$

$M_q = 6,34$ - коефіцієнти,

$M_c = 8,55$

$k_z = 1$ - при $b < 10\text{ м}$,

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

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

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

підлогу,

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

$0,35\text{ м}$ - 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:

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

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:

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

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

- сумарна величина поздовжньої сили на верхньому уступі фундаменту:

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

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

Сумарне нормативне навантаження на рівні підшви 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 підшви фундаменту:

$$\sigma_{mt}^n = \frac{N^n}{b \cdot l_0} = \frac{459,8}{1,2 \cdot 1,0} = 383,2 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_1 k_2 \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}] =$$

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

Перевіряємо виконання умови:

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

Умова не виконується, потрібне підсилення фундаменту.

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

здатність фундаменту на 33,6%.

Можливі варіанти підсилення фундаментів

Браховуючи перенапруження по підшві існуючого фундаменту, його можна підсилити декількома способами. Вибір методу підсилення і реконструкції фундаментів мілкого 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 перебувають 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:

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

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:

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

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

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

$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} (1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,6 \cdot 19,1 + 6,34 \cdot 0,5 \cdot 25 + (6,34 - 1) \cdot 0,7 \cdot 18,6 + 8,55 \cdot 4,0) = 320,2 \text{ кПа},$$

Перевіряємо виконання умови

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

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.

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

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'єкту бетонування $0,5 \text{ м}$.

Ширина смуги бетонування 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 $\sigma_{\text{рп}} = R = 290,8 \text{ кПа} = 290,8 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2$ на ширину $b_c = 20,0 \text{ см}$ і довжину

$l_1 = 120 \text{ см}$ рівна:
 $R_{b_c} = \sigma_{\text{рп}} \cdot l_1 \cdot b_c = 290,8 \cdot 10^{-4} \cdot 120 \cdot 20 = 69,8 \text{ кН}.$
Це навантаження сприйматиметься кожною консолю 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 $W_{\text{тр}}$ рівний:

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

де R - розрахунковий опір стали ВСт3пс.
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:

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

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

Задаємо висоту підсилення фундаменту (валізобеттонних 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 $h_0 = 300 - 70 = 230 \text{ мм}.$

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:

$$A_s^{nom} = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{698}{365 \cdot 23 \cdot 0,9545} = 0,87 \text{ см}^2$$

З конструктивних міркувань при $b_c > 150 \text{ мм}$ приймаємо два каркаси з

верхньою і нижньою арматурою з $\varnothing 8 \text{ А } 400 \text{ С}$ ($A_s = 2 \times 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$), поперечні

стержні з арматури з $\varnothing 6 \text{ А } 240 \text{ С}$ 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.

Таблиця 5.1.1.

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	10 – 15
Те ж, зі сприятливими умовами експлуатації при постійно підтримуваному температурно-вологісному режимі (музеї, архіви, бібліотеки й т.п.)	2 – 3	15 – 20
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	8 – 12

Система TORIP 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. в табл. 5.1.2 (для елементів будинків).

Таблиця 5.1.3

Мінімальна тривалість ефективної експлуатації елементів будівель

Елементи будівель	Тривалість експлуатації до капітального ремонту, років	
	жilé будівлі	будівлі комунального і соціально-культурного призначення
1	2	3
Фундаменти		
Стрічкові бутові на складному або цементному розчині*	50	50
Стрічкові бутові на вапняному розчині й цегельні*	50	60
Стрічкові бетонні й залізобетонні*	60	60
Бутові й бетонні стовпи	40	40
Пальові*	60	60
Дерев'яні стільці	15	15
Стіни		
Великопанельні з утеплюючим шаром з мінераловатних плит, цементного фібrolіта*	50	50
Великопанельні одношарові з легкого бетону*	30	30
Особливо капітальні, кам'яні (цегельні при товщині 2,5 - 3,5 цеглини) і величоблочні на складному або цементному розчині*	50	50
Кам'яні звичайні (цегельні при товщині 2 - 2,5 цегли)*	40	40
Кам'яні полегшеної кладки із цегли, шлакоблоків і черепашнику*	30	30
Дерев'яні рубані й брущаті*	30	30
Дерев'яні збірно-щитові, каркасно-засипні*	15	30
Глинобитні, саманні, каркасно-комишитові*		15
Герметизовані стики панелей зовнішніх стін мастиками незатвердіваючими	8	8
затвердіваючими	15	15
місце примикання віконних (дверних) блоків до граней прорізів	25	15
	80	2
	80	65
Перекрыття		
Залізобетонні збірні й монолітні*	80	65
Із цегельними зводами або бетонним заповненням по металевих балках*	60	50
Дерев'яні по дерев'яних балках, оштукатурені міжповерхові	30	25
Те ж, горищні	20	15
Під дерев'яних балках, полегшені, неоштукатурені	80	65
Дерев'яні по металевих балках		

теплюючі шари горничних перекриттів з:

щодобетону	25	20
піноскла	40	30
цементного фібробіта	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

Дошки 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

Мастиці на полівінілцементній мастиці 30 15

Асфальтові 8 4

З лінолеуму безосновного 10 5

Те ж, із тканинної або теплозвукоізолюючій основи 20 10

З полівінілхлоридних плиток 10 10

З кам'яних плит:

мармурових 50 25

гранітних 80 40

Сходи

Зі збірних залізобетонних крупнорозмірних елементів* 60 40

Монолітні залізобетонні* 60 40

З кам'яних, бетонних, залізобетонних шаблів по сталевих або залізобетонним косоурам* 60 40

Накладні бетонні проступи з мармуровою крихтою 40 30

Дерев'яні 20 15

Дерев'яні 20 15

Дерев'яні 20 15

Балкони, лоджії, ганки**Балкони:**

Балкони по сталевих консольних балках (рамах) із заповненням монолітним залізобетоном або збірними плитами 60 50

Дерев'яна підлога з оббивкою оцинкованою покрівельною сталлю 20 15

Дерев'яна підлога з оббивкою оцинкованою покрівельною сталлю 20 15

Те ж, чорною покрівельною сталлю 20 15

Те ж, чорною покрівельною сталлю 20 15

Те ж, чорною покрівельною сталлю 20 15

Ганку:

бетонні з кам'яними або бетонними шаблями 15 12

дерев'яні 15 12

1	2	3
Дах і покрівля		
Крокви та решетування:		
Крокви збірні залізобетонні	15	12
Дах із залізобетонних покрівельних панелей		
Дерев'яні крокви й решетування	20	15
Утеплюючі шари сполучених безгорищних дахів вентильованих (невентильованих) з:	10	8
пінобетону або піноскла		
керамзити або шлаків	80	80
мінеральної вати	80	80
мінераловатних плит	50	50
Покриття дахів (іокрівля)		
3 оцинкованої сталі		
Із чорної сталі	40(30)	40(30)
3 рулонних матеріалів (в 3-4 шару)	40(30)	40(30)
3 керамічної черепиці	15(10)	15(10)
3 азбестоцементних аркушів	20(15)	20(15)
Безрулонні мастичних по склотканині		
Система водовідводу	15	15
Водостічні труби та мілкі покриття по фасаді із сталі:	10	10
оцинкованої сталі	10	10
Те ж, із чорної сталі	60	60
Внутрішні водостоки із труб:	30	30
чавунних	10	10
сталевих		
полімерних	10	10
Перегородки	6	6
Шлакобетонні, бетонні, цегельні оштукатурені		
Гіпсові, гіпсовоцукристі, дерев'яні оштукатурені	40	40
Двері й вікна	20	20
Віконні й балконні заповнення:	10	10
дерев'яні блоки		
металеві блоки		
Дверні заповнення житлових будинків:	75	60
внутрішні	60	50
вхідні в квартиру		
вхідні зовнішні	40	30
	50	40
	50	35
	40	30
		40(50)

Примітка: знаком «*» відзначені елементи, не підмети заміни 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. 6.1). Приймання закінченого поточного ремонту житлих будівель повинна здійснюватися комісія в складі представників житлово-експлуатаційної, ЖБК, органа керування житловим господарством організації 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 котельень, 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 введення до точки підключення до магістралей до 150 м; обладнання газоходів, водопідкачок, бойлерних; установка побутових електроплит замість газових плит або кухонних вогнищ; обладнання ліфтів, сміттєпроводів 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, теплових пунктів 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 експлуатацією; 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 виконкомми 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 намічваної 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, установленної черговості призначення на ремонт;
- ритмічну здачу в експлуатацію будинків, закінчених ремонтом або реконструкцією;
- ефективне використання засобів, виділованих 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 збереженість 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.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки

Технологічна карта розроблена на влаштування мало ухильної рулонної покрівлі з чотиришаровим руберойдним 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 руберойдового 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 опшукатурюються 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

грунтується суцільним шаром без пропусків, витрата ґрунтової 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, перемоганий і витриманий у розкритому 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 ПП-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 ПП-4
- установка для сушіння основи;

Калькуляція трудових витрат

Таблиця 6.1

№ 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.		
						7	8	9	10		
1	P20-39-1	Очищення основи від сміття	пок.2р-1	100м ²	5,41	-	0,41	5141	-	0,64 0,275	3-46 1-49
2	P8-52-1	Улаштування одного шару руберойду	ізоляційн. 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	-	9	-	0,09	6-30 23-04	0-06 0-23
4		Розвантаження руберойду	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	-	0,8	0,02	0,01	0-80 0-97	0-00,8 0-09
5	P8-30-2	Улаштування теплоізоляції	ізоляційн. 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	-	15	2,11	0,75	11-20 27-04	0-56 1-35
7		Розвантаження утеплювача	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,05	-	1,8	-	0,09	1-62 1-90	0-08 0-09
8	P8-28-4	Улаштування гідроізоляції	ізоляційн. 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	-	9	-	0,09	6-30 23-04	0-06 0-23
10		Розвантаження гідроізоляції	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	-	2,42	0,05	0,02	2-57 3-10	0-02,5 0-03,1

11	P8-30-1	Улаштування ізоляційн. керамзитного шару	ізол. 3р-1 2р-1	100м ²	5,41	5,7	-	50,84	-	3-81,7	20-65
12	B21-11-1	Подача керамзиту	маш. 4р-1 так. 2р-1	100м ³	0,81	-	17,7	-	14,34	12-39 45-31	10-04 36-75
13		Прийом 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	-	113,61	-	15-64	84-61
15	P8-34-1	Прунтування 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	-	103,87	-	3-58	77-47
17	B21-11-1	Подача руберойду	маш. 6р-1 так. 2р-1	100т	0,04	-	36	-	1,44	6-30 23-04	0-25 0-92
18		Розвантаження руберойду	маш. 6р-1 так. 2р-1	100т	0,04	-	1,65	0,8	-	0-80 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	-	17,7	-	1,42	12-39 45-31	0-99 3-65
21	P8-51-3	Улаштування прим. з покрівельної сталі	ізоля. 3р-1	100м ²	0,27	0,1	-	0,027	-	0,07	0-02
										Σ	394-81
										Σ*	1,92
											758-03

Розрахунок обсягів робіт для покрівлі з рулонних матеріалів

№ пп	Найменування робіт	Формула підрахунку	Ед. изм.	В	Прим.
1	2	3	4	5	6
1	Площа даху	$S = \frac{(a_1 \cdot b_1 \cdot k) + (a_2 \cdot b_2 \cdot k)}{100} =$ $= \frac{27,75 \cdot 12 \cdot 1,04 + 33,5 \cdot 6 \cdot 1,04}{100} = 5,41$	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	1020,87	
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	$N = 21,64 / 111$	100м ²	2402,04	
15	Маса руберойду	$P = \gamma \cdot N = 1,7 \cdot 2402,04$	кг	4083,47	
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

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

7. Заробітна плата робітника в зміну

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

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

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 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 доставки 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 п.7 “Общей части по применению ЕРЕР-84*” і 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 ПОБ прийняте цілорічне виконання 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 „Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений” СНиП 1.04.03-95* раздел 3 „Непроизводственное строительство”, 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 СНиП 1.04.03-85* 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:

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

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 ГОСТ, 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 встановлені огороження і встановлені 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 ПОВ, з послідовним укріпленням 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 послідоною 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 місця, 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 СНиП починається після того, як змонтовані два перекриття.

Вибір крану по технічним параметрам придатності

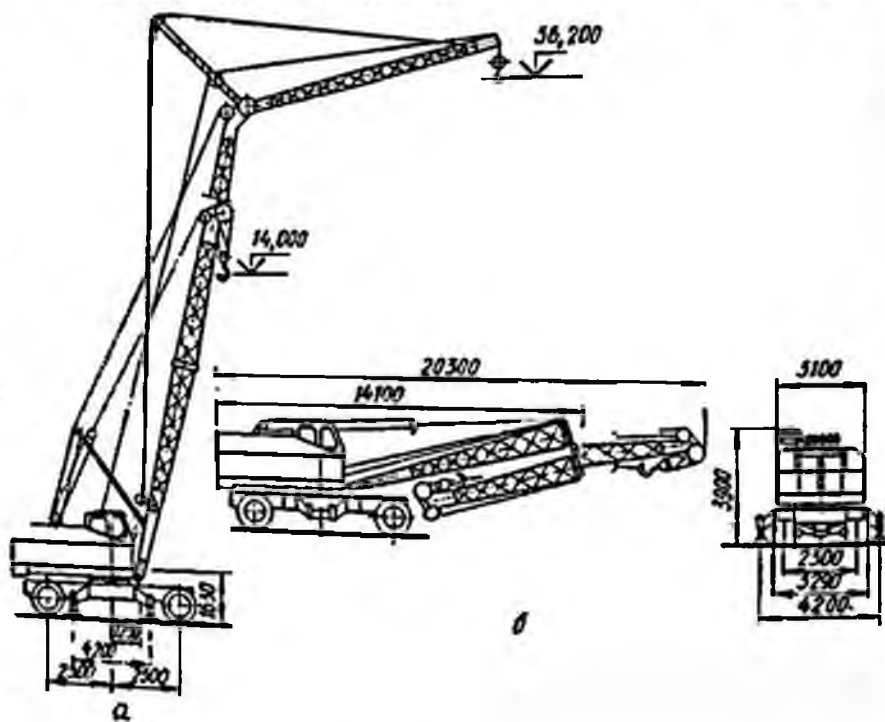


Рис. 7.4.1. Пнемоколісний кран КС-5363.

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

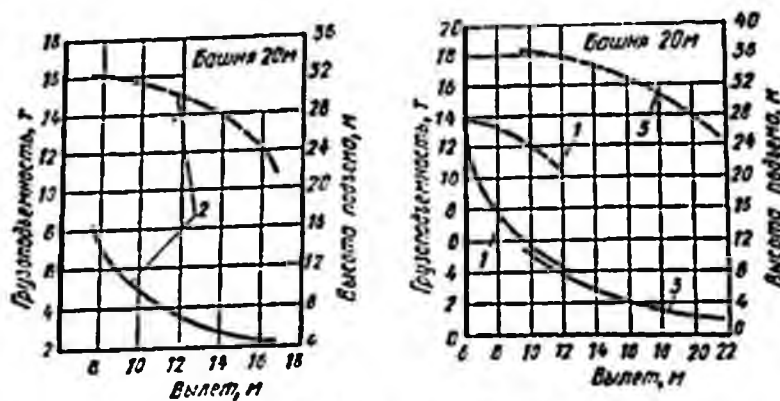


Рис. 7.4.2. Графіки вантажспідйомності (суцільна лінія) та висоти підйому (пунктир) пнемоколісного крану КС-5363.

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

Технічні характеристики кранів КС-4571 та КС-5363.

Таблиця 7.4.1

№ п/п	Найменування монтажних елементів	Потрібні параметри							Висота стріли, м	Марка крану	Роботні параметри					
		Вантажопідйомність		Висота підйому гаку							Потужність, кВт	Висота стріли, м	Висота підйому гаку, м			
		Q	Q _{заг.}	H _{св.}	H _{заг.}	H _{ел.}	H _{зах.}	H _{підпр.}								
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-5363	177,0	132,5	30	20
2.	ПК 60.12-8АІVТ	2,1	0,044	2,144	16,2	0,5	0,22	4,5	15,72	15	КС-4571	КС-5363	177,0	132,5	30	18
3.	ПК 60.10-8АІVТ	1,725	0,044	1,769	16,2	0,5	0,22	4,5	15,72	14	КС-4571	КС-5363	177,0	132,5	30	19
4.	ПК 48-12-8 Ат	1,725	0,044	1,769	16,2	1	0,22	4,5	15,72	16	КС-4571	КС-5363	177,0	132,5	30	17
5.	ПК 42-15-8 Ат	1,07	0,044	2,014	10	1	0,22	4,5	15,72	15	КС-4571	КС-5363	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 безперервність будівельного процесу.

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

За календарним планом будівництва побудований графік роботи будівельних машин і графік надходження осн. 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 загальнобудівельних робіт.

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. Суси – 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 внутрішньо 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 внутрішньо 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

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

$Q_{\text{зап}}$ – 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) ($n=3$ днів)

k - коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів ($k=1,3$)

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

Таким чином

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

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.

Відомість списочної чисельності робітників.

№ п/п	Категорії працюючих	Питома 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 тимчасових будівель.

№ пп	Найменування приміщень	№р	N Чол.	f м ² /чол.	F _р м ²	F _{пр} м ²	Вид, тип тимчасових приміщень
1	Кантора 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 без розрахунку приймаємо	36	-	0,2	7,2	16,6	пересувна на шасі
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 $Q = 20^0$;

– коефіцієнт нерівномірності освітлення – $z = 0,75$;

– питома потужність – $0,35 \text{ ут/м}^2$.

Кількість прожекторів розраховується по формулі.

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

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

$E_H = 2$ – норма освітлення,

$k_z = 1,5$ – 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 наступні ряди - на прокладки із брусків перерізом 6x6 (8x8) см, або із дошок перерізом 4x12 та 5x12 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.

8. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

Організація виділення твердих побутових відходів (ТВВ)

Дослідження властивостей ТПВ пов'язане зі значними труднощами в зв'язку з великою кількістю складових компонентів. Це число змінюється залежно від кліматичних умов, пори року, особливостей місцевості тощо. Так за даними М.І. Мягкова, Г. М. Алексєєва щільність ТПВ коливається від 0,06 до 0,45 т/м³. При цьому морфологічний склад ТПВ значно змінюється і по роках. Це пов'язано, зрозуміло, з соціально-економічним становищем населення і т.п. В осінньо-зимовий період вміст харчових відходів перевищує середню величину.

Слід зазначити дуже важливий фактор – ТПВ представляє певну небезпеку для здоров'я всіх громадян і для навколишнього природного середовища так, як є вельми сприятливим середовищем для розвитку патогенної мікрофлори (черевний тиф, дизентерія, туберкульоз тощо) і навіть середовищем для розвитку всієї паразитичної мікрофауни і макрофауни.

Несанкціоноване, стихійне складування ТПВ без урахування вимог і прийомів екологічної біотехнології викликає виділення шкідливих хімічних (сірководень, індол, скатол і т.п.) і біохімічних компонентів. Поширюються речовини, що містять шкідливі хімічні та біохімічні препарати і забруднюють ґрунтовий шар, потрапляють у ґрунтові води, а потім у відкриті водойми.

Для найбільш правильного, безпечного і раціонального використання ТПВ необхідно запровадити розділення їх за групами, а потім кожену групу, виходячи з її фізико-хімічних властивостей, піддати переробці чи утилізації.

Отже, розглянемо питання виділення ТВВ та технологічні схеми його проведення.

Морфологічний склад ТПВ.

Морфологічний склад ТПВ поділяється на окремі складові частини - компоненти ТПВ і відображається у відсотках від їх загальної маси або об'єму та визначається шляхом проведення натурних вимірів у населеному пункті протягом чотирьох сезонів року.

Морфологічний склад ТПВ визначається за такою класифікацією:

- харчові та інші органічні відходи (овочі, фрукти, відходи садівництва тощо), що легко загнивають;

- папір та картон;

- полімери;

- скло;

- чорні метали;

- кольорові метали;

- текстиль;

- дерево;

- небезпечні відходи (батареїки, гара від розчинників, фарб, ртутні лампи тощо);

- інше (каміння, змет тощо).

До ресурсоцінних компонентів ТПВ відносяться ті, що можуть бути використані у промисловості як вторинна сировина або з яких можна безпосередньо виготовити продукти, що знайдуть своє застосування. До ресурсоцінних компонентів відносяться: папір, картон, скло, полімери, чорні та кольорові метали, а також харчові та інші органічні відходи, що легко

загнивають.

Розрахунок кількості одного ресурсоцінного компонента в загальній масі ТПВ проводиться за формулою:

$$M_i = d/100 \cdot M_{\text{заг}}, \text{ кг}, \quad (1)$$

де M_i - маса одного ресурсоцінного компонента у загальній масі ТПВ;

d - вміст у відсотках одного ресурсоцінного компонента у загальній масі відходів, %

$M_{\text{заг}}$ - загальна маса ТПВ, кг.

Якщо ресурсоцінні компоненти збирають в одному контейнері, їх масу (а також масу решти ТПВ, що збирають у іншому контейнері) визначають за формулою:

$$\sum M_i = \sum d/100, \text{ кг}, \quad (2)$$

За формулами (1) та (2) визначають також об'єм ресурсоцінних компонентів у загальному об'ємі ТПВ, якщо відомий морфологічний склад ТПВ у об'ємних відсотках.

Технологічні схеми роздільного збирання ТПВ.

Враховуючи вимоги санітарних норм і правил щодо обмеження до 5 одиниць кількості контейнерів, які можна встановлювати на одному контейнерному майданчику, рекомендуються наступні технологічні схеми роздільного збирання ТПВ:

схема №1 - на два контейнери,

схема №2 - на три контейнери;

схема №3 - на чотири контейнери;

схема №4 - на п'ять контейнерів.

Організація роздільного збирання ТПВ за схемою №1.

За схемою №1 на контейнерному майданчику рекомендується встановлювати два контейнери. Перший контейнер – блакитного кольору з написом "Вторинна сировина", призначений для збирання ресурсоцінних складових ТПВ, окрім харчових та інших відходів, що легко загнивають.

Другий контейнер – сірого кольору, призначений для збирання решти змішаних відходів, в тому числі харчових та інших відходів, що легко загнивають.

При застосуванні схеми №1 передбачене централізоване перевезення зібраних окремо у одному контейнері ресурсоцінних компонентів на сміттесортувальні або сміттєпереробні підприємства.

Роздільне збирання ТПВ за схемою №1 рекомендується у разі, коли внаслідок відсутності збуту компосту не планується роздільне збирання харчових відходів, а також при окремому збиранні ТПВ, що утворюються на підприємствах невиробничої сфери і вміщують не більше 5 відсотків за масою харчових та інших органічних відходів, що легко загнивають.

Організація роздільного збирання ТПВ за схемою №2.

Схему №2 рекомендується використовувати у разі, коли один з видів ресурсоцінних компонентів не потребує додаткового оброблення і може бути окремо вивезений безпосередньо на об'єкти перероблення.

Інші ресурсоцінні компоненти, які потребують додаткового оброблення та доведення до певних критеріїв якості, рекомендується централізовано перевозити на сміттесортувальні або сміттєпереробні підприємства.

Схемою №2 передбачено роздільне збирання в одному контейнері – одного певного виду ресурсоцінних компонентів, у другому контейнері – інших ресурсоцінних компонентів; у третьому контейнері – змішаних відходів.

За схемою №2 на контейнерному майданчику рекомендується встановлювати:

- один контейнер для збирання одного певного виду ресурсоцінних компонентів, наприклад:

жовтий контейнер з написом "Полімери" - для збирання полімерних відходів;

або зелений контейнер з написом "Скло" - для збирання скла;

чи синій контейнер з написом "Папір" - для збирання паперу;

один контейнер блакитного кольору з написом "Вторинна сировина", призначений для збирання інших ресурсоцінних компонентів ТПВ;

- один контейнер сірого кольору, призначений для збирання змішаних відходів.

Організація роздільного збирання ТПВ за схемою №3.

Схему №3 рекомендується використовувати у разі, коли окремі два види ресурсоцінних компонентів не потребують додаткового оброблення і можуть бути окремо вивезені безпосередньо на об'єкти перероблення.

Інші ресурсоцінні компоненти, які потребують додаткового оброблення та доведення до певних критеріїв якості, рекомендується централізовано перевозити на сміттесортувальні або сміттєпереробні підприємства.

Схемою №3 передбачас роздільне збирання в одному контейнері – одного певного виду ресурсоцінних компонентів, у другому контейнері – другого певного виду ресурсоцінних компонентів; у третьому контейнері – інших ресурсоцінних компонентів; у четвертому контейнері – змішаних відходів.

За схемою №3 на контейнерному майданчику рекомендується встановлювати:

- один контейнер для збирання одного певного виду ресурсоцінних компонентів, наприклад:

жовтий контейнер з написом "Полімери" - для збирання полімерних

відходів;

або зелений контейнер з написом "Скло" - для збирання скла;

чи синій контейнер з написом "Папір" - для збирання паперу;

- один контейнер для збирання другого певного виду ресурсоцінних компонентів, наприклад:

зелений контейнер з написом "Скло" - для збирання скла;

або синій контейнер з написом "Папір" - для збирання паперу;

чи жовтий контейнер з написом "Полімери" - для збирання полімерних

відходів;

- один контейнер блакитного кольору з написом "Вторинна сировина", призначений для збирання інших ресурсоцінних компонентів ТПВ;

- один контейнер сірого кольору, призначений для збирання змішаних відходів.

Рекомендована організація роздільного збирання ТПВ за схемою №4.

За схемою №4 роздільне збирання ТПВ рекомендовано здійснювати у окремі контейнери, розміщені на контейнерному майданчику:

- жовтий з написом "Полімери" - для збирання полімерних відходів;

- зелений з написом "Скло" - для збирання скла;

- синій з написом "Папір" - для збирання паперу;

- коричневий з написом "Харчові відходи" - для збирання харчових відходів;

- сірий з написом "Змішані відходи" - для збирання змішаних ТПВ.

За технологічними схемами №1, 2, 3 та 4 доцільно здійснювати роздільне збирання компонентів ТПВ на пляжах, ринках, у парках, екверах, площах, садах, на вокзалах.

Місткості для роздільного збирання ТПВ.

Для роздільного збирання ТПВ використовуються наземні, напівпідземні та підземні контейнери.

Кількість контейнерів для збирання ресурсоцінних компонентів ТПВ та змішаних відходів визначають відповідно до об'ємів утворення цих складових, визначених на підставі морфологічного складу ТПВ, з урахуванням їх середньої щільності.

Для збирання ресурсоцінних компонентів ТПВ кількість контейнерів рекомендується визначати за формулою:

$$N_b = \frac{Q_{d \max} t K_1 K_2}{C K_3}, \text{ шт.}, \quad (3)$$

де N_b - необхідна кількість контейнерів для збирання ресурсоцінних компонентів ТПВ, шт.,

$Q_{d \max}$ - максимальне добове утворення ресурсоцінного компонента

ТПВ, куб.м/добу)

t - періодичність перевезення ресурсоцінного компонента ТПВ, діб,

K_1 - добовий коефіцієнт нерівномірності утворення ресурсоцінного компонента ТПВ;

K_2 - коефіцієнт, який враховує кількість контейнерів, що перебувають у ремонті та в резерві,

C - місткість одного контейнера для збирання ресурсоцінних компонентів ТПВ, куб.м,

K_3 - коефіцієнт заповнення контейнера.

Максимальне добове утворення ТПВ Q рекомендується визначати за формулою:

$$Q_{\text{dmax}} = \frac{\sum_{i=1}^i M_i \cdot P_i \cdot m \cdot 365}{365 \cdot T_{\text{кр}}} K_1, \text{ куб. м/добу, (4)}$$

де M_i - маса одного ресурсоцінного компонента у загальній масі ТПВ, кг,

P_i - щільність ресурсоцінного компоненту ТПВ, кг/куб.м, визначається

за довідковими даними або під час вимірювання морфологічного складу ТПВ;

m - чисельність населення;

K_1 - добовий коефіцієнт нерівномірності утворення ресурсоцінних компонентів ТПВ.

$T_{\text{кр}}$ - кількість неробочих днів на рік для спецавтотранспорту.

Рекомендується використовувати такі значення коефіцієнтів:

$$K_1 = 1,4, K_2 = 1,05, K_3 = 0,9.$$

Для роздільного збирання ТПВ використовуються контейнери різної місткості, починаючи з 120 л та вище.

Потрібно приділяти постійну увагу збереженню належного зовнішнього вигляду та постійно підтримувати належний санітарно-технічний стан контейнерних майданчиків та розміщених на них контейнерів для роздільного збирання ТПВ.

Організація перевезення ресурсоцінних компонентів ТПВ.

Однією з основних умов ефективного впровадження роздільного збирання ТПВ є забезпечення регулярного збирання та перевезення ресурсоцінних компонентів, перш за все з точки зору участі у цьому населення, яке відноситься до своїх обов'язків з роздільного збирання ТПВ з тим же ступенем відповідальності, з яким організатори роздільного збирання ТПВ відносяться до своїх обов'язків із своєчасного вивезення ТПВ.

Для організації належного перевезення ресурсоцінних компонентів ТПВ запроваджують проведення конкурсу, який здійснюється відповідно до Закону

України "Про житлово-комунальні послуги" (1875-15) . Критеріями конкурсу встановлюється:

- можливість придбання та встановлення за власні кошти контейнерів для роздільного збирання ТПВ;

- наявність спеціалізованих транспортних засобів для збирання та вивезення ресурсоцінних компонентів ТПВ;

- можливості надання комплексу послуг із перевезення як ресурсоцінних компонентів ТПВ, так і змішаних відходів;

- можливості при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні зниження тарифу за послуги з вивезення ТПВ для населення, що здійснює роздільне збирання ТПВ на території, яка буде обслуговуватися підприємством

- переможцем конкурсу.

Перевезення ресурсоцінних компонентів ТПВ здійснюється спеціальними транспортними засобами, конструкція завантажувального пристрою яких відповідає конструкції та типу контейнерів, що використовуються для збирання ресурсоцінних компонентів.

Перевезення ресурсоцінних компонентів здійснюється:

- автотранспортними підприємствами, що займаються перевезенням твердих побутових відходів, зібраних за унітарною системою, та обслуговують район населеного пункту, де здійснюється роздільне збирання ТПВ; сміттесортувальними та сміттєпереробними підприємствами власними автотранспортними засобами;

- підприємствами, у технологічному циклі яких передбачено використання того чи іншого ресурсоцінного компонента ТПВ, як вторинної сировини.

Режим перевезення ТПВ.

На першому етапі впровадження роздільного збирання ТПВ, як ресурсоцінні компоненти, так і змішані відходи, перевозять за режимом, встановленим санітарними нормами і правилами для ТПВ, зібраних за унітарною системою. Це пов'язано з тим, що в зв'язку з ще недостатньою організацією населення щодо участі у роздільному збиранні ТПВ та невідпрацьованого

належно системою роздільного збирання, до контейнерів з ресурсоцінними компонентами можуть потрапляти харчові та інші відходи, що легко загнивають.

На подальших етапах впровадження роздільного збирання змішані відходи рекомендується перевозити за режимом, встановленим санітарними нормами і правилами. Перевезення ресурсоцінних компонентів ТПВ, які не псуються (не розкладаються), рекомендовано здійснювати із дотриманням санітарних норм та правил. Але при цьому потрібно провести відповідні розрахунки і додатково у місцях роздільного збирання ТПВ встановити контейнери, загальний об'єм яких має бути достатнім для зберігання ресурсоцінних компонентів, що утворюються у режимному інтервалі перевезення ТПВ.

Ресурсоцінні компоненти ТПВ, зібрані за схемою №1, необхідно вивозити на сміттєсортувальні або сміттєпереробні підприємства, де проводять їх додаткове сортування або перероблення.

Ресурсоцінні компоненти ТПВ, зібрані за схемою №2, потрібно вивозити: один певний вид ресурсоцінних компонентів ТПВ – безпосередньо на підприємство, в технологічному циклі якого передбачено використання даного виду ресурсоцінного компонента як вторинної сировини;

інші види ресурсоцінних компонентів, зібраних в одному контейнері – на сміттєсортувальні або сміттєпереробні підприємства, де проводять їх додаткове сортування або перероблення.

Ресурсоцінні компоненти ТПВ, зібрані за схемою №3 вивозять:

- один певний вид ресурсоцінних компонентів ТПВ, зібраний в одному окремому контейнері, – безпосередньо на відповідне підприємство, в технологічному циклі якого передбачено використання саме цього ресурсоцінного компонента як вторинної сировини;

- другий певний вид ресурсоцінних компонентів ТПВ, зібраний в другому окремому контейнері, – безпосередньо на відповідне підприємство, в технологічному циклі якого передбачено використання саме цього ресурсоцінного компонента як вторинної сировини;

- інші види ресурсоцінних компонентів, зібраних в одному контейнері – на сміттесортувальні або сміттєпереробні підприємства, де проводять їх додаткове сортування або перероблення.

Ресурсоцінні компоненти, зібрані за схемою №4 рекомендується вивозити:

- харчові та інші органічні відходи – на біологічне перероблення (компостування, анаеробне розкладання органічного матеріалу з утворенням біогазу або будь-який інший процес оброблення відходів, що біологічно розкладаються);

- папір та картон – на підприємства, в технологічному циклі яких передбачено перероблення макулатури;

- полімери – на сміттесортувальні або сміттєпереробні підприємства, для подальшого сортування на окремі види полімерів або перероблення;

- скло – на підприємства, в технологічному циклі яких передбачено використання склобою.

Змішані ТПВ перевозять на об'єкти подальшого поводження з ними, а саме на сміттєспалювання або їх захоронення.

На першому етапі впровадження роздільного збирання ТПВ рекомендовано використовувати заявочну систему перевезення ресурсоцінних

компонентів ТПВ.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).

2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

3. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона: ДСТУ Б.В.2.7-217:2009. – [Чинний з 2009-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2010. – 16 с. – (Національний стандарт України).

4. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2-2:2006. – [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).

5. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний з 2011-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми).

6. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б.В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).

7. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б.В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).

8. Баширов Х.З. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений : монография / Х.З. Баширов, Вл.И. Колчунов, В.С. Федоров, И.А. Яковенко. – М. : Издательство АСВ, 2017. – 248 с.

9. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).

10. Верюжский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования конструкций : учебно-методическое пособие // Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский. – К. : Книжкове видавництво НАУ, 2006. – 807с.

11. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б. Голишев, А.М. Бамбура. – К. : Логос, 2004. – 340 с.

12. Гольшнев А.Б. Сопротивление железобетона / А.Б. Гольшнев, В.И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.

13. Гольшнев А.Б. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: монография / А. Б. Гольшнев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : Талком, 2015. – 371 с.

14. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.

15. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Еврезов. — К. : Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.

16. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора ; под ред. Ю.А. Дыховичного и В.И. Колчунова / Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М., Издательский дом АСВ, 2011. Т. III. – С. 311–428.

17. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. ВНЗ / [П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко], – К. : Вища школа, 1999. – 508 с.

18. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції будівлі, споруди та їх частини : підручник / А.М. Павліков. – Полтава : ПолНТУ, 2015. – 284 с.

19. СЕВ–ЕП Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991–1–1. – Brussels : CEN, 1991. – 253 p.

20. EN 1992-1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings. – European Prestandard. – Brussels, 2002. – 230 p.

21. Eurocode 4 : Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerkent aus Stahl und Beton. ENV 1994-I-I : 1992. – CEN, Brussel. – 180 p.

22. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. – М. : Стройиздат, 1990. – 255 с.

23. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. ДБН В.2.6-163 : 2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінералбуд України, 2011. – 201 с.

24. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерний курс: підручник / Баженов В. А., Гранат С. Я., Шишов О. В. – К.: 1999. – 584 с.

25. Дарков А. В. Строительная механика : учебник для строит. спец. вузов / А. В. Дарков, Н. Н. Шапошников Н. Н. – 8-е изд., перераб. и доп. – М. Высш. шк., 1986. – 607 с.

26. Панченко Е., Дьомін М. та ін. Містобудування. Довідник проектування. К.: Укрархбудінформ, 2001, -188с.

27. Степанчук О.В. та ін. Екологічні фактори і транспортно-планувальні характеристики міста/ Степанчук О.В., Рейцен Є.О., Степанчук І.М. // Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник. – К., КНУБА 2005. – Вип. 20. – С.178-185.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України
ДОДАТКИ

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України