

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра технології та організації будівельного виробництва

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

ВІДБУДОВА ЖИТЛОВОГО 5-ПОВЕРХОВОГО БУДИНКУ У ХАРКОВІ

Розробила: студентка III курсу, групи ПЦБ 2023-1у
спеціальності 192 - Будівництво та цивільна інженерія
ОПП «Промислове та цивільне будівництво»

Гуленко Софія Тимурівна



Керівник: к.т.н., доц. Бутнік С.В.



Рецензент: к.т.н., доц. Говоруха І.В.



**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

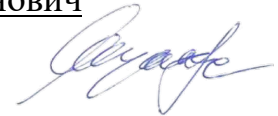
**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри

Шумаков Ігор Валентинович

« 31 » травня 2026 р.



**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Гуленко Софії Тимурівні

Спеціальність: *192 - Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *відбудова житлового 5-поверхового будинку у*

Харкові затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова № 447-03 від

26.05.2026

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 16 » червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.*

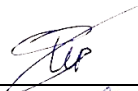
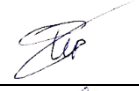








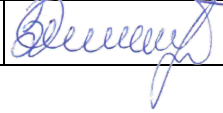
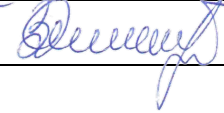
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: *архітектурно-конструктивне рішення об'єкту будівництва;*

- розрахунково-конструктивна частина: *конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття;*

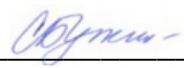
- технологічні рішення та організація будівництва: *технологічна карта на улаштування зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок і вентканалів типового поверху з газобетонних блоків і цегли; календарний графік виконання робіт; будгенплан.*

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата		
		завдання видав	завдання прийняв	
1. Архітектурно-будівельна частина	Казімагомедов Ф.І., к.т.н. доц.			
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	доц. Кротов О.В., к.т.н.		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Бутенко С.В., к.т.н. доц.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва	Бутнік С.В., к.т.н. доц.			
4. Охорона праці	Косенко Н.О., к.т.н. доц.			
Нормоконтроль	Зинов'єва О.М.			

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	02.06-04.06.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	05.06-12.06.2026	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	13.06-16.05.2026	виконано
4. Охорона праці	15.06-16.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи  к.т.н., доц. Бутнік С.В.

Завдання прийняв до виконання  Гуленко С.Т.

Дата видачі завдання “31” травня 2026 р.

ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельна частина.....	6
1.1 Характеристика об'єкта	6
1.2 Генеральний план	6
1.3 Об'ємно-планувальні рішення будівлі	7
1.4 Архітектурно-конструктивне рішення	7
1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.	13
2. Розрахунково-конструктивна частина.....	15
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту.....	15
2.1.1 Аналіз вихідних даних надфундаментної частини будівлі.....	15
2.1.2 Дані інженерно-геологічних досліджень.....	15
2.1.3 Фізико географічна характеристика ділянки вишукувань.....	16
2.1.4 Інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови ділянки вишукувань. Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів та складання зведених таблиць	17
2.1.5 Визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту	20
2.1.6 Вибір глибини закладання фундамент	20
2.1.7 Розрахунок умовної ширини подошви фундаменту.....	21
2.1.8 Визначення розрахункового опору ґрунту	21
2.1.9 Розрахунок зусиль	22
2.1.10 Визначення ступеня позацентровості докладання навантаження та раціональної форми подошви фундаменту	23
2.1.11 Розрахунок осадки фундаменту.....	24
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту.....	32
2.2.1 Розрахунок і конструювання багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття. Вихідні дані	32
2.2.2 Компонування збірного перекриття	32
2.2.3 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами I групи	32

2.2.4	Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі	37
2.2.5	Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи.....	39
3.	Технологічні рішення та організація будівництва.....	52
3.1	Підготовка до аварійно-відновлювальних робіт (капітального ремонту) багатоквартирного житлового будинку.....	52
3.2	Вибір будівельних машин і механізмів	53
3.3	Технологічна карта на монтаж типового поверху будинку	55
3.3.1	Загальні положення організації будівельних процесів та зведення типового поверху.....	55
3.3.2.	Організація і технологія виконання робіт	56
3.3.3	Вимоги до якості і приймання робіт	57
3.4	Календарний графік будівництва будинку	59
3.5	Будженплан об'єкту.....	60
4.	Охорона праці в будівництві.....	62
4.1	Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні.....	62
4.2.	Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек при	63
	будівництві будинку	63
4.3.	Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на будівництві житлового будинку	64
4.4.	Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування	67
4.5.	Висновки.....	71
	СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	73

1. Архітектурно-будівельна частина

1.1 Характеристика об'єкта

На основі індивідуального завдання на дипломне проектування «Відбудова житлового 5-поверхового будинку у Харкові» ліквідація наслідків бойових дій було розроблено комплекс архітектурно-планувальних та конструктивних рішень для відновлення нормальної експлуатації об'єкта.

Кліматичні та інженерно-будівельні характеристики району будівництва прийняті відповідно до діючих нормативних документів:

- архітектурно-будівельний кліматичний район по ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010-І(південно-східний);
- сніговий район за ДБН В.1.2-2:2006 - 5 (1570Па);
- вітровий район за ДБН В.1.2-2:2006 - 3 (450Па);
- сейсмічність за ДБН В.1.1-12:2014 - 5 балів;
- глибина промерзання ґрунту - 1,00 м.
- об'єкт будівництва згідно з ДСТУ 8855:2019 "Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків" відповідає класу наслідків – СС2.

1.2 Генеральний план

Проектований об'єкт розміщений в місті Харків.

Географічні координати: широта - 50°01'19" Пн, довгота - 36°21'40" Сх.

З інженерних мереж у районі будівництва є водопровід, каналізація, електромережа.

Рельєф місцевості спокійній, похилений на $i = 0,007 - 0,009$. За умовну відмітку 0,000 прийнята відмітка чистої підлоги першого поверху.

Всі будівлі та споруди на ділянці розташовані згідно санітарних і протипожежних норм. Дороги мають асфальтобетонне покриття, а вільна територія озеленена насадженням дерев, кущів і багаторічних трав.

1.3 Об'ємно-планувальні рішення будівлі

Будівля житлового будинку є 5-поверховою з підвальним поверхом. Будинок виконаний за типовою серією І-464-А17 та має прямокутну форму в плані.

Основні геометричні параметри будівлі:

- розміри в осях – 27,740 × 11,36 м;
- висота будівлі до парапету – 15,67 м;
- кількість поверхів – 5;
- наявність підвального поверху;
- загальна кількість квартир – 120;
- кількість житлових кімнат – 240.

Вхід до житлового будинку організований зі сторони дворового фасаду через під'їзди.

Конструктивна схема будівлі безкаркасна. Несучими елементами є поздовжні та поперечні стіни з залізобетонних панелей. Перекриття та покриття виконані зі збірних залізобетонних плит.

У зв'язку з пошкодженнями, отриманими внаслідок бойових дій, проектом передбачено виконання комплексу демонтажних, відновлювальних та будівельних робіт.

Техніко-економічні показники:

Площа забудови — 1521,0 м²;

Будівельний об'єм — 23 227,0 м³;

Загальна площа — 7091,8 м²;

Корисна площа — 5380,1 м².

1.4 Архітектурно-конструктивне рішення

Багатоквартирний житловий будинок належить до будівель II ступеня відповідальності, що зумовлює підвищені вимоги до надійності конструктивних елементів, якості використаних будівельних матеріалів та рівня виконання будівельно-монтажних робіт. Така категорія

відповідальності передбачає ретельний контроль за дотриманням проєктних рішень і вимог чинних будівельних норм з метою забезпечення безпечної експлуатації будівлі та створення належних умов проживання для мешканців.

Фундаменти

Для підвищення надійності будівлі та відновлення її несучої здатності проєктом передбачено посилення існуючих фундаментів.

Посилення виконується у вигляді тонкостінної монолітної залізобетонної конструкції, яка охоплює існуючі бетонні блоки фундаментів та об'єднується монолітним армованим поясом. Така конструкція забезпечує сумісну роботу нових і існуючих елементів фундаменту.

Додатковий стрічковий фундамент передбачено у середній частині під'їздів по осі Б.

Під фундаментами передбачено бетонну підготовку з бетону класу С8/10 товщиною 100 мм. Розміри підготовки перевищують розміри фундаменту на 100 мм у кожному напрямку.

По бічних поверхнях фундаментів, що контактують з ґрунтом, виконується гідроізоляція шляхом дворазового нанесення бітумно-каучукової мастики.

Перекрыття

Міжповерхові перекрыття будівлі виконані із збірних залізобетонних пустотних плит типу ПК. Плити перекрыття спираються на монолітні залізобетонні опорні пояси.

Опорні пояси виконуються з бетону класу С16/20. Армування поясів здійснюється поздовжньою робочою арматурою Ø12 А400С з поперечними хомутами Ø8 А240.

У місцях підсилення конструкцій передбачено улаштування монолітних залізобетонних плит перекрыття з бетону класу С20/25. Армування плит виконується робочою арматурою Ø16 та Ø20 класу А400С.

Стіни

Стіни будівлі призначені для огороження і захисту від впливів навколишнього середовища і передають навантаження від конструкцій перекриттів і покриттів на фундаменти.

Несучі стіни вцілілої частини будівлі виконані із залізобетонних стінових панелей. Зовнішні стінові панелі є самонесучими та виконані з керамзитобетону.

У межах ремонтних робіт передбачено відновлення пошкоджених ділянок стін із застосуванням цегли та газобетонних блоків товщиною 380, 250 та 120 мм.

Сходові клітини та балкони

Сходові клітини будівлі виконані зі збірних залізобетонних сходових маршів та майданчиків. Марші спираються на несучі стіни будівлі.

Балконні плити та козирки над входами виконуються з використанням металевих консольних швелерів, які приварюються до закладних деталей, розташованих у монолітних залізобетонних поясах.

Майданчики вхідних груп виконуються монолітними залізобетонними з обпиранням на металеві балки та косоури.

Конструкції покриття

Конструкції покриття будівлі запроектовані із застосуванням збірних залізобетонних плит покриття, які спираються на несучі стінові панелі будинку. Плити покриття забезпечують просторову жорсткість будівлі та передають навантаження на несучі стіни.

Покрівля

Покрівля будівлі запроектована пласкою, з внутрішнім організованим водовідведенням. Відведення дощових та талих вод здійснюється через систему внутрішніх водостоків із подальшим відведенням у систему дощової каналізації.

Конструкція покрівлі передбачає влаштування теплоізоляційного шару по плитах покриття з подальшим улаштуванням гідроізоляційного покриття з

ПВХ-мембрани. Мембранне покриття забезпечує надійний захист будівлі від атмосферних опадів, має високу водонепроникність, довговічність та стійкість до температурних коливань.

Водопостачання

Для під'їздів 1–2 передбачено влаштування нової системи гарячого водопостачання. Джерелом гарячого водопостачання є водопровідна мережа під'їздів 3–8. Система гарячого водопостачання запроектована з нижньою розводкою у підвальному приміщенні. Трубопроводи прокладаються відкрито по будівельних конструкціях та приховано в конструкціях стін. Система гарячого водопостачання – кільцева.

Телекомунікаційні мережі

У будівлі передбачено влаштування внутрішніх телекомунікаційних мереж, які забезпечують можливість підключення квартир до мереж телефонного зв'язку, інтернету та телебачення.

Телекомунікаційні кабелі прокладаються у спеціальних кабельних каналах та шахтах будівлі з дотриманням вимог чинних нормативних документів. Розподіл мереж здійснюється від загального вузла зв'язку, розташованого у технічному приміщенні будівлі, з подальшим розведенням до квартир через поверхові розподільчі коробки.

Прокладання кабельних мереж передбачається приховано в конструкціях стін та перекриттів або у кабельних лотках у місцях загального користування. Проектом передбачено можливість підключення до мережі швидкісного інтернету та сучасних систем телекомунікацій.

Каналізація

Для під'їздів 1–2 передбачено будівництво нової системи каналізації.

Внутрішня каналізаційна мережа призначена для відведення стічних вод від санітарно-технічних приладів квартир.

Трубопроводи прокладаються відкрито та приховано в конструкціях будівлі з ухилами відповідно до проектних схем.

Кожен стояк обладнаний вентиляційною частиною з виводом на покрівлю будівлі.

Електропостачання

Електропостачання будівлі здійснюється від існуючих міських електричних мереж. Проектом передбачено підключення будівлі до зовнішньої електромережі з подальшим розподілом електроенергії через ввідно-розподільчий пристрій.

Внутрішні електричні мережі будівлі виконуються кабелями у негорючій ізоляції. Кабелі прокладаються у захисних трубах або кабельних каналах у конструкціях стін, перекриттів та у технічних приміщеннях.

Електрична мережа забезпечує живлення освітлення місць загального користування, інженерного обладнання, а також електропостачання квартир.

Для підвищення безпеки експлуатації електромережі передбачено встановлення автоматичних вимикачів, пристроїв захисного відключення та системи заземлення.

Підлоги

Конструкції підлог у будівлі прийняті відповідно до функціонального призначення приміщень та умов їх експлуатації. У приміщеннях квартир проектом передбачено підготовку основи під подальше влаштування чистового покриття підлоги власниками квартир.

Вікна, двері

У будівлі передбачено встановлення металопластикових віконних рам, які забезпечують належні теплоізоляційні та звукоізоляційні показники, а також мають підвищену довговічність. Короби та полотна дверей виконуються з дерев'яних або металевих матеріалів залежно від функціонального призначення приміщень, що дозволяє поєднати естетичність, міцність і необхідний рівень безпеки.

Опалення

Система опалення будівлі прийнята централізована, водяна. Джерелом тепlopостачання є існуючі міські теплові мережі.

Теплоносії подається до будівлі через тепловий ввід з подальшим розподілом по стояках системи опалення. У житлових приміщеннях передбачено встановлення радіаторів, що забезпечують рівномірний розподіл теплової енергії та підтримання нормативного температурного режиму.

Трубопроводи системи опалення прокладаються у конструкціях будівлі та технічних приміщеннях відповідно до проєктних рішень. На стояках передбачено встановлення запірної арматури для забезпечення можливості регулювання та обслуговування системи.

Внутрішнє опорядження

Внутрішнє опорядження приміщень будівлі прийняте з урахуванням функціонального призначення приміщень, санітарно-гігієнічних вимог та умов експлуатації. Для стін та стель сходових клітин передбачено застосування цементно-піщаної штукатурки забезпечує міцність, довговічність та стійкість поверхонь до механічних пошкоджень. Проєктом передбачено базову підготовку поверхонь стін та стель у квартирах під подальше декоративне опорядження.

Вентиляція

У будівлі передбачено систему природної вентиляції. Повітрообмін у приміщеннях забезпечується за рахунок природної тяги через вентиляційні канали.

Видалення відпрацьованого повітря здійснюється з кухонь, санітарних вузлів та ванних кімнат через вертикальні вентиляційні канали, розташовані у внутрішніх стінах будівлі, з виведенням на покрівлю.

Приплив свіжого повітря до житлових приміщень відбувається через віконні прорізи та природну інфільтрацію повітря через огорожувальні конструкції.

Запроєктована система вентиляції забезпечує необхідний повітрообмін у приміщеннях та відповідає санітарно-гігієнічним вимогам до житлових будівель.

Інші конструкції

Навколо будівлі передбачається улаштування асфальтобетонного вимощення, яке забезпечує відведення поверхневих вод від фундаментів, запобігає їх зволоженню та підвищує довговічність конструкцій. Асфальтобетонне покриття характеризується стійкістю до атмосферних впливів і механічних навантажень, що робить його ефективним рішенням для захисту прилеглої території.

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

Вихідні дані:

Мета теплотехнічного розрахунку – розрахунок товщину шару, що утеплює, зовнішньої стіни житлової будівлі для зимових умов відповідно до вихідних даних і рис 1.1.

Згідно з карто-схемою температурних зон України, Харків відноситься до 1-ї температурної зони. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для температурної зони $R_{q \min} = 4 \text{ м}^2\text{К/Вт}$. Згідно з табл. Г1 вологісний режим приміщень нормальний, за табл. 1 прийнято умови експлуатації Б.

Конструкція стіни обрано виходячи з умов необхідного фактичного опору теплопередачі. Вона виключає виникнення точки роси в утеплювачі і містить наступні шари (починаючи з внутрішньої поверхні):

1. Газобетона кладка: $\delta_1 = 400 \text{ мм}$; $\lambda_1 = 0,5 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;
2. Мінераловатні плити: $\delta_2 = 150 \text{ мм}$; $\lambda_2 = 0,038 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;
3. Зовнішня штукатурка: $\delta_3 = 20 \text{ мм}$; $\lambda_3 = 0,76 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$.

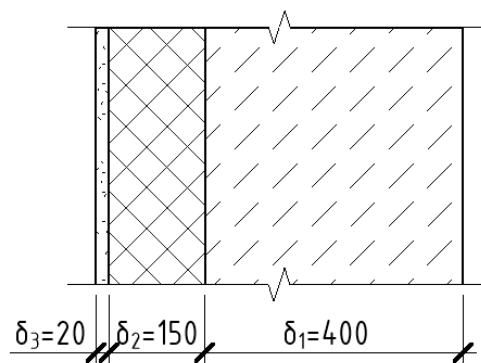


Рисунок 1.1 – Стіна в розрізі

Для опалювальних будівель обов'язкове виконання умови:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{min}}$$

де $R_{\Sigma \text{пр}}$ – сумарний опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції $\text{м}^2 \text{В} \cdot \text{К} / \text{Вт}$ визначається за формулою:

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_3}$$

де: $\alpha_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні зовнішньої стіни, приймаємо рівний $8,7 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{К})$ згідно з додатком Е [3] ;

α_3 – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні зовнішньої стіни приймаємо рівним $23,0 \text{ Вт} / \text{м}^2$. То згідно з додатком Е:

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{\delta_2}{0,037} + \frac{0,38}{0,87} + \frac{1}{23} = 0,11 + 0,03 + \frac{\delta_2}{0,037} + 0,43 + 0,04$$

$$R_{\Sigma \text{пр}} = R_{q \text{min}} = 0,61 + \frac{\delta_2}{0,037} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт},$$

звідки $\delta_2 = 0,125 \text{ м}$.

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,4}{0,5} + \frac{0,15}{0,038} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{1}{23} = 0,11 + 0,8 + 3,95 + 0,03 + 0,04$$

$$= 4,93 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}.$$

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q, \text{min}},$$

$$R_{\Sigma \text{пр}} = 4,93 (\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})) > R_{q, \text{min}} = 4,0 (\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})),$$

Оскільки умова теплотехнічної однорідності огорожувальної конструкції виконується. Коефіцієнт теплопередачі стіни $k \approx 0,204 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})$.

2. Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

2.1.1 Аналіз вихідних даних надфундаментної частини будівлі

Проектом передбачається (капітальний ремонт) багатоквартирного житлового будинку. Будинок 5-поверховий з підвальним поверхом, виконаний по серії І-464-А17. Секція прямокутної форми. Загальна кількість квартир – 120, кількість житлових кімнат 240, має розміри в осях 27,74х11,36 м, висота до парапету 15,67 м. Конструктивна схема будівлі безкаркасна. Несучі стіни вцілілої частини будівлі виконані із залізобетонних стінових панелей. Зовнішні стінові панелі є самонесучими та виконані з керамзитобетону. У межах ремонтних робіт передбачено відновлення пошкоджених ділянок стін із застосуванням цегли та газобетонних блоків товщиною 380, 250 та 120 мм. Несучими елементами є поздовжні та поперечні стіни. Перекриття та покриття виконані зі збірних залізобетонних плит.

В рамках проекту виконується посилення існуючих фундаментів у вигляді тонкостінної конструкції, яка охоплює бетонні блоки та монолітного армованого поясу, який ув'язує існуючі та нові конструкції. Новий стрічковий виконується в середній частині під'їздів, по осі Б.

2.1.2 Дані інженерно-геологічних досліджень

Інженерно-геологічна ситуація будівельного майданчика вивчена на підставі:

- поздовжнього геологічного розрізу;
- схеми розташування шурфо-свердловин (див. рис. 2.1.2.1);
- узагальненої таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів.



Рис.2.1.2.1 Схема розташування шурфо-свердловин

На підставі первинних даних визначаються основні та індексаційні характеристики ґрунтів. До механічних параметрів належать: кут внутрішнього тертя (ϕ), питоме зчеплення (C), модуль деформації (E_0), а також розрахунковий опір основи (R_0) – ці показники встановлюються за нормативними таблицями.

Для подальших обчислень використовуються фізичні властивості ґрунтів: основні (щільність частинок ґрунту ρ_s , об'ємна вага $\gamma = \rho \times g$, вологість W) та додаткові (границя текучості WL , границя пластичності WP).

2.1.3 Фізико географічна характеристика ділянки вишукувань

Ділянка вишукувань розташована в забудованій частині та насичена підземними комунікаціями.

В структурно-тектонічному відношенні район вишукувань приурочений до північно-східної частини Дніпровсько-Донецької западини.

В геоморфологічному відношенні ділянка вишукувань відноситься до другої надзаплавної тераси р. Харків.

Рельєф ділянки рівний, с загальним схилом на південно-захід.

У геологічній будові району вишукувань беруть участь породи четвертинного віку представлені суглинками та глинами алювіального походження.

Нормативна глибина промерзання насипних ґрунтів - 1,2м, глинистих - 1,1м.

2.1.4 Інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови ділянки вишукувань. Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів та складання зведених таблиць

Інженерні вишукування для будівництва) розділено на 3 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ).

До розвіданої глибини 9,0 м беруть участь ґрунти наступних інженерно-геологічних елементів

ІГЕ - 1 Ґрунтово-рослинний шар, представлений суглинком чорного кольору з домішками залишків рослинності, слабковологий, середньої щільності Товщина шару 0,7 – 0,9м.

ІГЕ - 2 Суглинок світло-жовтий, твердий, в водонасиченому стані напівтвердий, потужність складає 4,0.

ІГЕ - «3» Глина темно-жовта, напівтверда, в водонасиченому стані напівтверда. Пройдена потужність ІГЕ складає 4,15м.

Нормативна глибина сезонного промерзання глинистих ґрунтів для даного району дорівнює 1,1м.

Номер інженерно-геологічного елемента	Назва елемента	Вологість природна, w , %	Вологість на межі пластичності, w_p , %	Вологість на межі текучості, w_L , %	Число пластичності, I_p , %	Показник текучості, I_L	Питома вага ґрунту, γ_d , кН/м ³	Питома вага частинок, γ_s , кН/м ³	Питома вага сухого ґрунту γ_d , кН/м ³	Коефіцієнт пористості, e	Пористість n , %	Ступінь вологості, S_r	Питома вага ґрунту зваженого у воді, γ_{sb} , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя, φ_d , градуси	Питоме зчеплення, C_d , кПа	Модуль деформації в природному стані, E , МПа	Умовний розрахунковий опір, R_0 , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ІГЕ 1	Рослинно-ґрунтовий шар																
ІГЕ 2	Суглинок світло-жовтий, твердий, в водонасиченому стані напівтвердий	24	8	0	2	0,33	8,91	6,54	5,25	0,74	2,5	0,86	9,51	9	4	2	0
ІГЕ 3	Глина темно-жовта, напівтверда, в водонасиченому стані напівтверда	9	8	3	5	0,07	8,87	5,75	5,86	0,62	8,4	0,79	9,72	2	3	1	80

Розрахунок: данні в колонках 3,4,5,8,9 беруться з таблиці «Фізичні характеристики ґрунтів для фундаментів на природній основі за даними двох свердловин».

ПЕ 2

– питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{18,91}{1+(24/100)} = 15,25 \text{ кН/м}^3;$$

– коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{26,54}{15,25} - 1 = 0,74;$$

– пористість:

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{15,25}{26,54}\right) \cdot 100\% = 42,5\%;$$

– питома вага ґрунту, зваженого у воді:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{26,54 - 10}{1+0,74} = 9,51 \text{ кН/м}^3;$$

– число пластичності:

$$I_p = w_L - w_P = 40 - 28 = 12\%;$$

– показник текучості:

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_p} = \frac{24 - 28}{12} = -0,33;$$

– ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{(24/100) \cdot 26,54}{0,74 \cdot 10} = 0,86.$$

де w – вологість ґрунту;

γ_w – питома вага води (10 кН/м^3).

ПЕ 3

– питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{18,87}{1+(19/100)} = 15,86 \text{ кН/м}^3;$$

– коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{25,75}{15,86} - 1 = 0,62;$$

– пористість:

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{15,86}{25,75}\right) \cdot 100\% = 38,4\%;$$

– питома вага ґрунту, зваженого у воді:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{25,75 - 10}{1 + 0,62} = 9,72 \text{ кН/м}^3;$$

– число пластичності:

$$I_p = w_L - w_P = 33 - 18 = 15\%;$$

– показник текучості:

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_p} = \frac{19 - 18}{15} = 0,07;$$

– ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{(19/100) \cdot 25,75}{0,62 \cdot 10} = 0,79.$$

де w – вологість ґрунту;

γ_w – питома вага води (10 кН/м^3).

2.1.5 Визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту

$$d_f = k_h d_{fn}$$

де d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди (приймаємо $k_h = 1$).

Нормативна глибина промерзання ґрунту була визначена за допомогою карти ізогіпси (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010) і була прийнята $d_{fn} = 1,0 \text{ м}$.

$$d_f = k_h d_{fn} = 1 \cdot 1 = 1 \text{ м}.$$

2.1.6 Вибір глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту d приймається з урахуванням глибини промерзання ґрунту та конструктивних особливостей будівлі.

Для даного проекту приймаємо глибину закладання підшви фундаменту:

$$d = 2,0 \text{ м}.$$

2.1.7 Розрахунок умовної ширини підшви фундаменту

Умовну ширину підшви стрічкового фундаменту розраховуємо за формулою:

$$b_0 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d},$$

де γ_{mt} – усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його сходах, що дорівнює 20 кН/м^3 ;

R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту, розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту (зі зведеної таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів, практична робота 2).

N_{II} — нормативне навантаження на рівні обрізу фундаменту (приймаємо для розрахунку 250 кН/м);

Умовну ширину підшви окремого (стовбчастого) фундаменту розраховуємо за формулою:

$$b_0 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{500}{260 - 20 \cdot 2,0} = 2,3 \text{ м.}$$

2.1.8 Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір R для шару ґрунту, розташованого під підшвою фундаменту, що розраховується, визначаємо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II}],$$
$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,47 \cdot 1 \cdot 2,3 \cdot 18,91 + 1,85 \cdot 2 \cdot 18,91 + 5,42 \cdot 54]$$
$$= 459,71 \text{ кПа,}$$

$$\text{де } \gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1,0;$$

$$k = 1,0;$$

$$M_\gamma = 0,47; M_q = 2,85; M_c = 5,42;$$

$$k_z = 1;$$

$$b = 2,3 \text{ м;}$$

$$C_{II} = 54 \text{ кПа;}$$

$$d_b = 0;$$

$$d_1 = d = 2,0 \text{ м};$$

$$\gamma'_{II} = 18,91 \text{ кН/м};$$

$$\gamma_{II} = 18,91 \text{ кН/м}.$$

2.1.9 Розрахунок зусиль

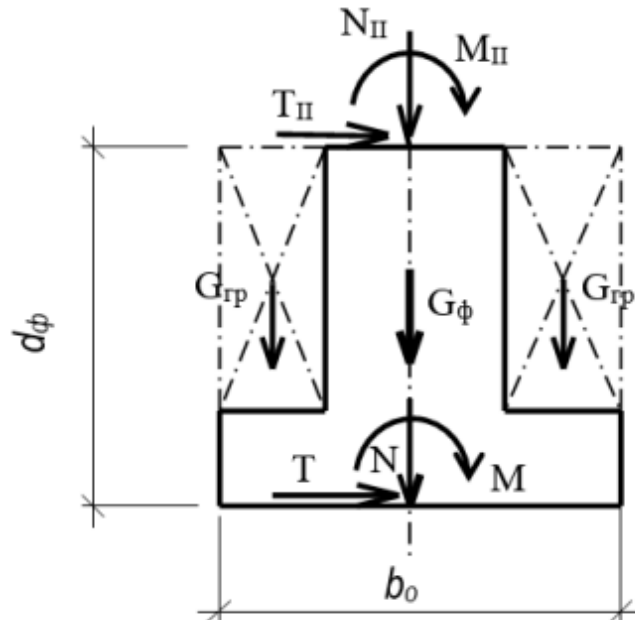


Рисунок 9 – Кінцева розрахункова схема фундаменту

$$N = N_{II} + G_{\phi} + G_{гр}$$

$$M = M_{II} \pm T_{II} \cdot d_{\phi},$$

$$(G_{\phi} + G_{гр}) = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{mt},$$

де A – розрахункова площа підшви фундаменту, яка приймається залежно від його типу (рис. 2.1.9).

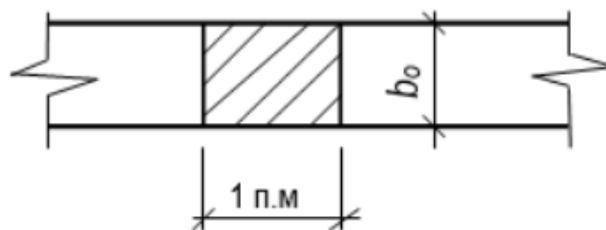


Рисунок 2.1.9 – Площа підшви фундаменту для стрічкових фундаментів

Для стрічкових фундаментів розрахункова площа підшви фундаменту розраховується за формулою:

$$A = b_0,$$

оскільки розрахункова довжина стрічкового фундаменту в плані дорівнює 1 п. м.

$$N = N_{II} + G_{\phi} + G_{гр} = 500 + 92 = 592 \text{ кН/м.п.};$$

$$M = M_{II} + T_{II} \cdot d_{\phi} = 0;$$

$$M = M_{II} - T_{II} \cdot d_{\phi} = 0;$$

$$(G_{\phi} + G_{гр}) = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{mt} = 2,3 \cdot 2,0 \cdot 20 = 92 \text{ кН кН/м.п.};$$

$$A = b_0 = 2,3 \text{ м}^2;$$

$$d_{\phi} = 2,0 \text{ м};$$

$$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3.$$

2.1.10 Визначення ступеня позацентровості докладання навантаження та раціональної форми підшви фундаменту

Для визначення ступеня позацентровості завантаження фундаменту потрібно розрахувати ексцентриситет прикладеного навантаження за формулою:

$$e = \frac{M}{N}$$

якщо $e \geq 0,033 \cdot b_0$ – фундамент вважати позацентрово навантаженим, а якщо $e < 0,033 \cdot b_0$ – центрально навантаженим.

$$e = \frac{M}{N} = 0;$$

$e < 0,033 \cdot 2,3 = 0,0759$, отже фундамент центрально навантажений.

Розрахунок ширини підшви фундаментів виконуємо за формулами:

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{mt} \cdot d} - \text{для стрічкового фундаменту};$$

де R – розрахунковий опір ґрунту, розташованого під підшвою фундаменту, визначений раніше;

η – чисельний коефіцієнт, що представляє відношення сторін фундаментної плити l/b і прийнятий для центрально навантаженого фундаменту рівним 1, а позацентрового навантаженого – у діапазоні від 1,2 до 1,4.

$$b_1 = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{500}{459,71 - 20 \cdot 2,0} = 1,19 \text{ м.}$$

Перевіряємо умову:

$$|b_1 - b_0| = |1,19 - 2,3| = 1,11 > 0,1.$$

1-е наближення:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,47 \cdot 1 \cdot 1,11 \cdot 18,91 + 1,85 \cdot 2 \cdot 18,91 + 5,42 \cdot 54] \\ = 447,01 \text{ кПа,}$$

$$b_2 = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{500}{447,01 - 20 \cdot 2,0} = 1,2 \text{ м.}$$

$$|b_2 - b_1| = |1,2 - 1,11| = 0,09.$$

Згідно з конструктивними вимогами (b кратно 300 мм) приймаємо ширину підшви фундаменту 1200 мм.

Уточнюємо значення R:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,47 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 18,91 + 2,85 \cdot 2 \cdot 18,91 + 5,42 \cdot 54] = 493,36 \text{ кПа.}$$

2.1.11 Розрахунок осадки фундаменту

Задаємось шириною елементарного шару:

$$h = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м.}$$

Приймаємо $h = 0,5$ м.

Визначимо відносну глибину підшви елементарного шару:

$$\zeta_0 = \frac{2Z_0}{b} = \frac{2 \cdot 0}{1,2} = 0;$$

$$\zeta_1 = \frac{2Z_1}{b} = \frac{2 \cdot 0,5}{1,2} = 0,83;$$

$$\zeta_2 = \frac{2Z_2}{b} = \frac{2 \cdot 1}{1,2} = 1,6;$$

$$\zeta_3 = \frac{2Z_3}{b} = \frac{2 \cdot 1,5}{1,2} = 2,5;$$

$$\zeta_4 = \frac{2Z_4}{b} = \frac{2 \cdot 2}{1,2} = 3,3;$$

$$\zeta_5 = \frac{2Z_5}{b} = \frac{2 \cdot 2,5}{1,2} = 4,16;$$

$$\zeta_6 = \frac{2Z_6}{b} = \frac{2 \cdot 3}{1,2} = 5;$$

$$\zeta_7 = \frac{2Z_7}{b} = \frac{2 \cdot 3,5}{1,2} = 5,83;$$

$$\zeta_8 = \frac{2Z_8}{b} = \frac{2 \cdot 4}{1,2} = 6,6;$$

$$\zeta_9 = \frac{2Z_9}{b} = \frac{2 \cdot 4,5}{1,2} = 7,5;$$

$$\zeta_{10} = \frac{2Z_{10}}{b} = \frac{2 \cdot 5}{1,2} = 8,3;$$

$$\zeta_{11} = \frac{2Z_{11}}{b} = \frac{2 \cdot 5,5}{1,2} = 9,16;$$

$$\zeta_{12} = \frac{2Z_{12}}{b} = \frac{2 \cdot 6}{1,2} = 10;$$

Визначимо додатковий тиск по підшві кожного елементарного шару:

1. На поверхні:

$$\sigma_{zg} = 0.$$

2. На рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg_0} = 18,91 \cdot 2,0 = 37,82 \text{ кПа.}$$

3. На підшві (контакт 0го та 1го шару):

$$\sigma_{zg_1} = 37,82 + 18,91 \cdot 0,5 = 47,28 \text{ кПа.}$$

4. На підшві (контакт 1го та 2го шару):

$$\sigma_{zg_2} = 47,28 + 18,91 \cdot 0,5 = 56,74 \text{ кПа.}$$

5. На підшві (контакт 2го та 3го шару):

$$\sigma_{zg_3} = 56,74 + 18,91 \cdot 0,5 = 66,2 \text{ кПа.}$$

6. На підшві (контакт 3го та 4го шару):

$$\sigma_{zg_4} = 66,2 + 18,91 \cdot 0,5 = 75,66 \text{ кПа.}$$

7. На підшві (контакт 4го та 5го шару):

$$\sigma_{zg_5} = 75,66 + 18,87 \cdot 0,5 = 85,1 \text{ кПа.}$$

8. На підшві (контакті 5 та 6го шару):

$$\sigma_{zg_6} = 85,1 + 18,87 \cdot 0,5 = 94,54 \text{ кПа.}$$

9. На підшві (контакті 6 та 7го шару):

$$\sigma_{zg_7} = 94,54 + 18,87 \cdot 0,5 = 103,98 \text{ кПа.}$$

10. На підшві (контакті 7 та 8го шару):

$$\sigma_{zg_8} = 103,98 + 18,87 \cdot 0,5 = 113,42 \text{ кПа.}$$

11. На підшві (контакті 8 та 9го шару):

$$\sigma_{zg_9} = 113,42 + 18,87 \cdot 0,5 = 122,86 \text{ кПа.}$$

12. На підшві (контакті 9 та 10го шару):

$$\sigma_{zg_{10}} = 122,86 + 18,87 \cdot 0,5 = 132,3 \text{ кПа.}$$

13. На підшві (контакті 10 та 11го шару):

$$\sigma_{zg_{11}} = 132,3 + 18,87 \cdot 0,5 = 141,74 \text{ кПа.}$$

14. На підшві (контакті 11 та 12го шару):

$$\sigma_{zg_{12}} = 141,74 + 18,87 \cdot 0,5 = 151,18 \text{ кПа.}$$

$\sigma_{zp(i)}$ – напруга від зовнішнього навантаження.

$$\sigma_{zp(i)} = a_i p_0,$$

Коефіцієнт a_i визначаємо згідно з даними таблиці 5.1.

Додатковий тиск безпосередньо під підшвою фундаменту:

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg(0)},$$

де p_{cp} – величина середнього тиску під підшвою фундаменту, що приймається за формулою:

$$p_{cp} = \frac{N}{A},$$

де N – вертикальне навантаження на фундамент, кН;

A – площа підшви фундаменту або розрахункова ділянка, m^2 , яка визначається для фундаменту: з квадратною підшвою $A = b^2$; з прямокутною підшвою $A = b \cdot l$; стрічкового $A = b \cdot l$.

$$p_{cp} = \frac{548}{1,2} = 456,67 \text{ кПа;}$$

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg(0)} = 456,67 - 38,77 = 417,9 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(0)} = 1 \cdot 417,9 = 417,9 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(1)} = 0,874 \cdot 417,9 = 365,24 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(2)} = 0,642 \cdot 417,9 = 268,29 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(3)} = 0,463 \cdot 417,9 = 193,49 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(4)} = 0,365 \cdot 417,9 = 152,53 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(5)} = 0,296 \cdot 417,9 = 123,70 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(6)} = 0,249 \cdot 417,9 = 104,06 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(7)} = 0,214 \cdot 417,9 = 89,43 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(8)} = 0,191 \cdot 417,9 = 79,81 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(9)} = 0,168 \cdot 417,9 = 70,21 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(10)} = 0,152 \cdot 417,9 = 63,52 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(11)} = 0,138 \cdot 417,9 = 57,67 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp(12)} = 0,126 \cdot 417,9 = 52,66 \text{ кПа};$$

Розрахунок проводиться по нижній межі товщини, що стикається, яку визначаємо аналітичним способом, при виконанні рівності:

$$\sigma_{zp(i)} = k \cdot \sigma_{zg(i)}$$

$$k = 0,2 \text{ при } b < 5 \text{ м}$$

1. На поверхні:

$$\sigma_{zp} = 0.$$

2. На рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zp_0} = 0,2 \cdot 37,82 = 7,56 \text{ кПа}.$$

3. На підосві (контакт 0го та 1го шару):

$$\sigma_{zp_1} = 0,2 \cdot 47,28 = 9,46 \text{ кПа}.$$

4. На підосві (контакт 1го та 2го шару):

$$\sigma_{zp_2} = 0,2 \cdot 56,74 = 11,35 \text{ кПа}.$$

5. На підосві (контакт 2го та 3го шару):

$$\sigma_{zp_3} = 0,2 \cdot 66,2 = 13,24 \text{ кПа.}$$

6. На підшві (контакт 3го та 4го шару):

$$\sigma_{zp_4} = 0,2 \cdot 75,66 = 15,13 \text{ кПа.}$$

7. На підшві (контакт 4го та 5го шару):

$$\sigma_{zp_5} = 0,2 \cdot 85,1 = 17,02 \text{ кПа.}$$

8. На підшві (контакт 5го та 6го шару):

$$\sigma_{zp_6} = 0,2 \cdot 94,54 = 18,91 \text{ кПа.}$$

9. На підшві (контакт 6го та 7го шару):

$$\sigma_{zp_7} = 0,2 \cdot 103,98 = 20,8 \text{ кПа.}$$

10. На підшві (контакт 7го та 8го шару):

$$\sigma_{zp_8} = 0,2 \cdot 113,42 = 22,68 \text{ кПа.}$$

11. На підшві (контакт 8го та 9го шару):

$$\sigma_{zp_9} = 0,2 \cdot 122,86 = 24,57 \text{ кПа.}$$

12. На підшві (контакт 9го та 10го шару):

$$\sigma_{zp_{10}} = 0,2 \cdot 132,3 = 26,46 \text{ кПа.}$$

13. На підшві (контакт 10го та 11го шару):

$$\sigma_{zp_{11}} = 0,2 \cdot 141,74 = 28,35 \text{ кПа.}$$

14. На підшві (контакт 11го та 12го шару):

$$\sigma_{zp_{12}} = 0,2 \cdot 151,18 = 30,24 \text{ кПа.}$$

Визначемо середнє значення напруги кожного елементарного шару:

$$\sigma_{zp} = \frac{\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zp(i)}}{2}.$$

$$\sigma_{zp_1} = \frac{\sigma_{zp(0)} + \sigma_{zp(1)}}{2} = \frac{417,9 + 365,24}{2} = 391,57 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{zp_2} = \frac{\sigma_{zp(1)} + \sigma_{zp(2)}}{2} = \frac{365,24 + 268,29}{2} = 316,77 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{zp_3} = \frac{\sigma_{zp(2)} + \sigma_{zp(3)}}{2} = \frac{268,29 + 193,49}{2} = 230,89 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{zp_4} = \frac{\sigma_{zp(3)} + \sigma_{zp(4)}}{2} = \frac{193,49 + 152,53}{2} = 173,01 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{zp_5} = \frac{\sigma_{zp(4)} + \sigma_{zp(5)}}{2} = \frac{152,53 + 123,70}{2} = 138,12 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_6} = \frac{\sigma_{zp(5)} + \sigma_{zp(6)}}{2} = \frac{123,70 + 104,06}{2} = 113,88 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_7} = \frac{\sigma_{zp(6)} + \sigma_{zp(7)}}{2} = \frac{104,06 + 89,43}{2} = 96,75 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_8} = \frac{\sigma_{zp(7)} + \sigma_{zp(8)}}{2} = \frac{89,43 + 79,81}{2} = 84,62 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_9} = \frac{\sigma_{zp(8)} + \sigma_{zp(9)}}{2} = \frac{79,81 + 70,21}{2} = 75,01 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_{10}} = \frac{\sigma_{zp(9)} + \sigma_{zp(10)}}{2} = \frac{70,21 + 63,52}{2} = 66,87 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_{11}} = \frac{\sigma_{zp(10)} + \sigma_{zp(11)}}{2} = \frac{63,52 + 57,67}{2} = 60,60 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_{12}} = \frac{\sigma_{zp(11)} + \sigma_{zp(12)}}{2} = \frac{57,67 + 52,66}{2} = 55,17 \text{ кПа};$$

Визначаємо осад кожного елементарного шару:

$$S_i = \beta \frac{\sigma_{zp(i)} \cdot h}{E_i},$$

де $\beta = 0,8$; E – модуль деформації ґрунту аналізованого елементарного шару.

$$S_i = \beta \frac{\sigma_{zp(i)} \cdot h}{E_i}$$

$$S_1 = \beta \frac{\sigma_{zp(1)} \cdot h}{E_2} = 0,8 \cdot \frac{391,57 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,7119 \text{ см};$$

$$S_2 = \beta \frac{\sigma_{zp(2)} \cdot h}{E_2} = 0,8 \cdot \frac{316,77 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,5759 \text{ см};$$

$$S_3 = \beta \frac{\sigma_{zp(3)} \cdot h}{E_2} = 0,8 \cdot \frac{230,89 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,4198 \text{ см};$$

$$S_4 = \beta \frac{\sigma_{zp(4)} \cdot h}{E_2} = 0,8 \cdot \frac{173,01 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,3146 \text{ см};$$

$$S_5 = \beta \frac{\sigma_{zp(5)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{138,12 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,2511 \text{ см};$$

$$S_6 = \beta \frac{\sigma_{zp(6)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{113,88 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,2071 \text{ см};$$

$$S_7 = \beta \frac{\sigma_{zp(7)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{96,75 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,1759 \text{ см};$$

$$S_8 = \beta \frac{\sigma_{zp(8)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{84,62 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{22 \cdot 10^3} = 0,1539 \text{ см};$$

$$S_9 = \beta \frac{\sigma_{zp(9)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{75,01 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{21 \cdot 10^3} = 0,1429 \text{ см};$$

$$S_{10} = \beta \frac{\sigma_{zp(10)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{66,87 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{21 \cdot 10^3} = 0,1274 \text{ см};$$

$$S_{11} = \beta \frac{\sigma_{zp(11)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{60,60 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{21 \cdot 10^3} = 0,1154 \text{ см};$$

$$S_{12} = \beta \frac{\sigma_{zp(12)} \cdot h}{E_3} = 0,8 \cdot \frac{55,17 \cdot 0,5 \cdot 10^2}{21 \cdot 10^3} = 0,1051 \text{ см};$$

Загальна осадка основи, що дорівнює осіданню фундаменту:

$$S_{max} = \sum_{i=1}^n S_i,$$

де n – кількість елементарних шарів ґрунту, задіяних у розрахунку осідання фундаменту.

При розрахунку осаду фундаменту слід виконувати перевірки за абсолютними деформаціями.

Перевірки за абсолютними деформаціями складається з виконання умови:

$$S_{max} \leq S_{max,u},$$

де S_{max} та $S_{max,u}$ – максимальні величини осаду фундаменту розрахункова та гранично допустима.

$$S_{max} = 3,31 \text{ см} < S_{max,u} = 10 \text{ см}$$

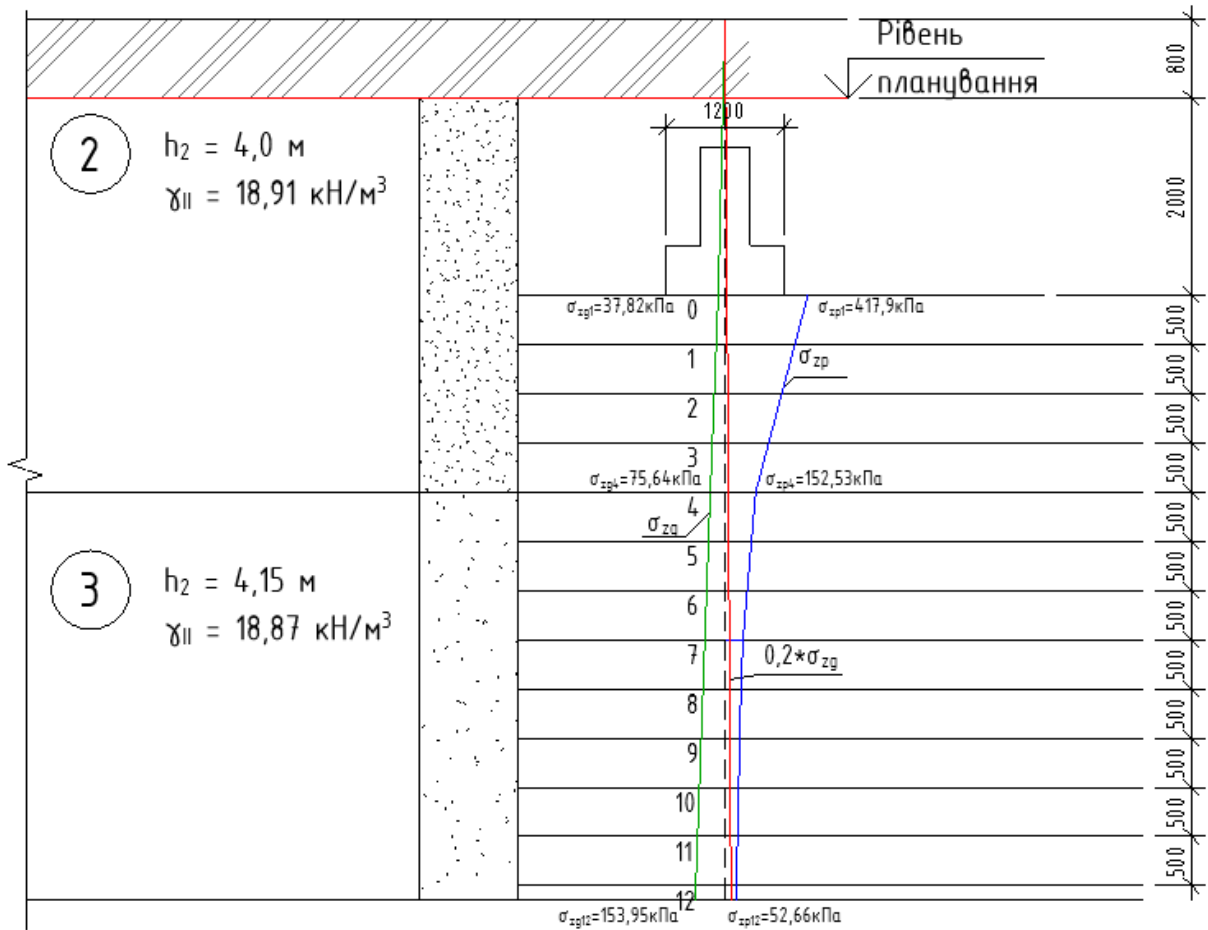


Рис.2.1.11 – епюри напруг фундаменту

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту

2.2.1 Розрахунок і конструювання багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття. Вихідні дані

Район будівництва розташований у місті Харкові. У проєкті передбачено використання збірного залізобетонного перекриття, представленого багатопустотними плитами.

2.2.2 Компонування збірного перекриття

Для формування перекриттів застосовуються панелі типу ПК. Це кругло-пустотні вироби висотою 220 мм та пустотами діаметром $\varnothing 159$ мм. Конструкція перекриття будівлі передбачає, що багатопустотні плити опираються безпосередньо на несучі стіни.

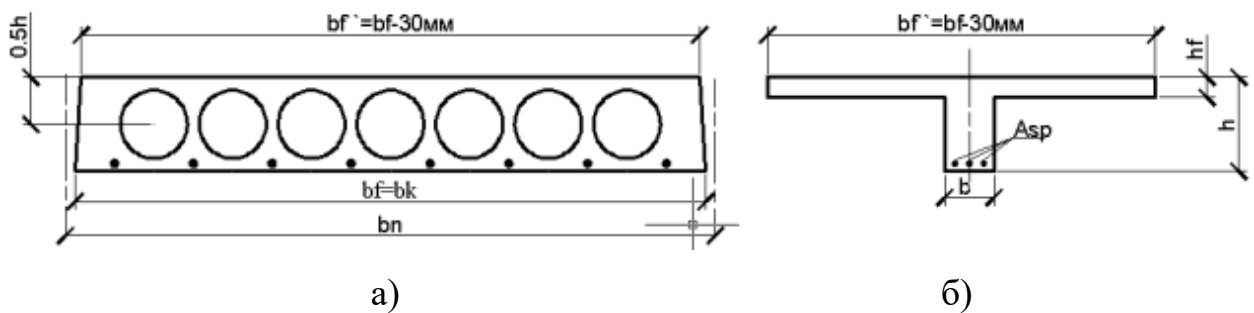


Рисунок 2.2.1 Поперечні перерізи плити: а) фактичний; б) розрахунковий.

2.2.3 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами I групи

Розглядувана плита перекриття має номінальну ширину 1,5 м та конструктивні розміри 5680 x 1490 x 220 мм.

Ця плита містить 7 пустот і виготовлена із застосуванням електротермічного натягування арматури на упори. Для її виробництва використано важкий бетон класу С16/20, що має наступні характеристики:

- розрахункове значення міцності бетону на стиск: $f_{cd} = 11,5$ МПа;
- коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень: $k = 0,82$;
- коефіцієнт центра ваги: $\beta = 0,457$;

- коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень: $\omega_c = 0,91$;
- фактичний модуль пружності: $E_c = 27000$ МПа;
- $\varepsilon_{cz,cd} = 0,58$ ‰;
- $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,23$ ‰.

Для армування використовується арматура класу А600С, з характеристиками:

Розрахункове значення опору на розтяг для граничних станів другої групи: $f_{pk} = 630$ МПа;

Характеристичне значення умовної гранці текучості: $f_{p,0.1k} = 575$ МПа;

Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматурної сталі: $E_p = 190000$ МПа;

$\varepsilon_{uk} = 0,02$;

Розрахункове значення опору розтягу арматури:

$$f_{pd} = \frac{f_{po,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,2} = 479,17 \text{ МПа,}$$

де γ_c – коефіцієнт надійності за бетоном.

Збір навантажень та визначення зусиль

Для розрахунку плити приймаємо модель однопрольотної, вільноопертої балки.

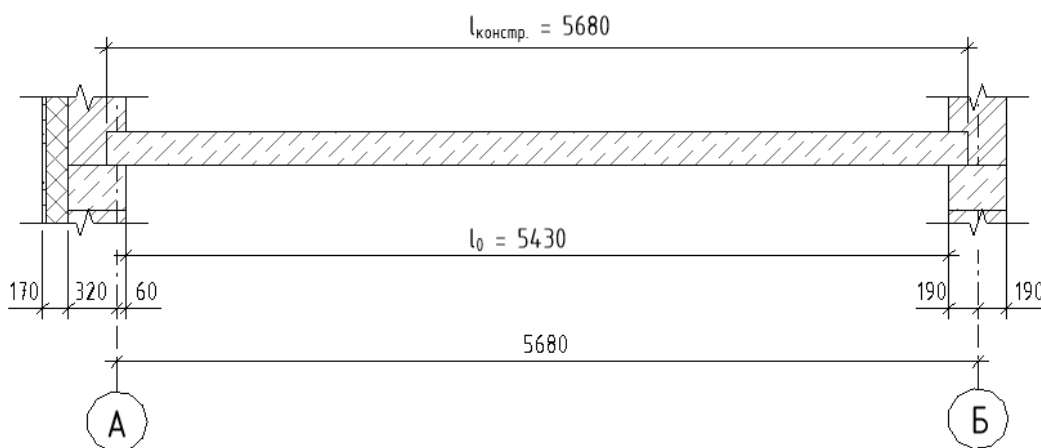


Рис. 2.2.2– До визначення розрахункового прольоту плити

Розрахунковий прольот плити визначається як відстань між серединами її опор. З огляду на глибину опору по зовнішній стіні 130 мм, по

внутрішній стіні 130 та загальну довжину плити 5680 мм, розрахунковий прольот становить:

$$l_0 = 5680 - 130 - 120 = 5430 \text{ мм} = 5,43 \text{ м} \quad (2.2.2)$$

Для проектування важливо врахувати різні види навантажень, що діють на перекриття. Представляємо їх у розрахунковому та нормативному значеннях:

1. Повне розрахункове навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 11,3 \cdot 1,5 = 16,95 \text{ кН/м.}$$

2. Повне нормативне навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 9,7 \cdot 1,5 = 14,55 \text{ кН/м.}$$

3. Постійне і тривале навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 8,7 \cdot 1,5 = 13,05 \text{ кН/м.}$$

4. Короткочасне навантаження:

$$q = q \cdot b_n = 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кН/м.}$$

Розрахунок згинаючих моментів

Згинаючі моменти визначаються за такою формулою:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{(q \cdot b) l_0^2}{8}, \quad (2.2.3)$$

де q – навантаження, кН/м²;

b – номінальна ширина панелі, м;

l_0 – розрахункова довжина панелей, м.

Поперечні (перерізуючі) сили розраховуються за формулою:

$$V = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{(q \cdot b) l_0}{2}. \quad (2.2.4)$$

Згинаючий момент від повного розрахункового навантаження (2.2.3):

$$M_{ed} = M_{max} = \frac{16,95 \cdot 5,43^2}{8} = 62,47 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечна сила від повного розрахункового навантаження (2.2.4):

$$V_{ed} = V_{max} = \frac{16,95 \cdot 5,43}{2} = 46,02 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Згинаючий момент від повного нормативного навантаження (2.2.3):

$$M_n = \frac{14,55 \cdot 5,43^2}{8} = 53,63 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження (2.2.4):

$$V_n = \frac{14,55 \cdot 5,43}{2} = 39,50 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Згинаючий момент від довготривалого навантаження (2.2.3):

$$M_l = \frac{13,05 \cdot 5,43^2}{8} = 48,10 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечна сила від довготривалого навантаження (2.2.4):

$$V_l = \frac{13,05 \cdot 5,43}{2} = 35,43 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі Для розрахунку багатопустотної плити переріз приводимо до таврового, висотою $h = 220$ мм. На рис. 2.2.3 наведена розрахункова схема плити.

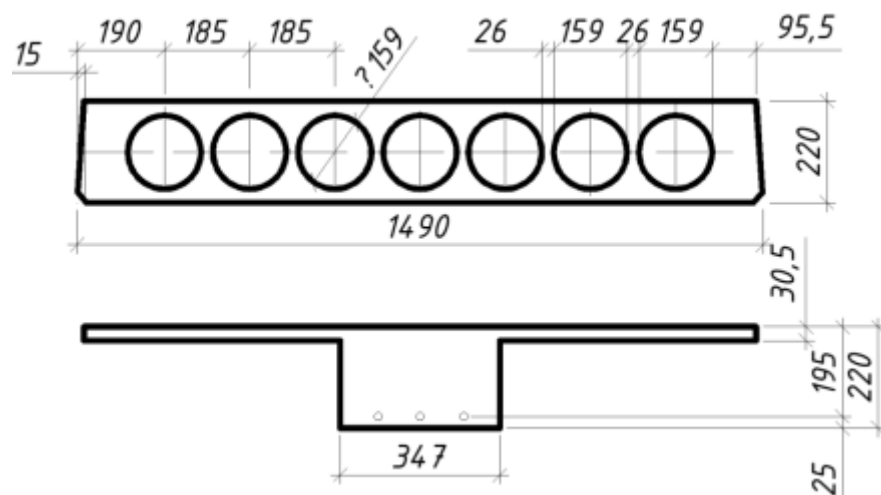


Рисунок 2.2.3 Розрахунковий переріз плити

Ширина полиці плити, враховуючи підрізки, становить $b_{\text{eff}} = 1460$ мм.

Ширина ребра розрахункового перерізу визначається як сума товщин всіх ребер за формулою:

$$b_w = b_{\text{eff}} - 7 \cdot 159 = 347 \text{ мм,} \quad (2.2.5)$$

де 7 – кількість пустот в плиті, шт;

159 – діаметр пустоти, мм.

Висота стиснутої полиці розраховується наступним чином:

$$h_f' = (h - 159)/2 = (220 - 159)/2 = 30,5 \text{ мм.} \quad (2.2.6)$$

Робочу висоту перерізу приймаємо, припускаючи, що $a = 25$ мм:

$$d = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм.} \quad (2.2.7)$$

Згинаючий момент, який сприймає переріз полиці (момент полиці):

$$M_{Rdf} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2, \quad (2.2.8)$$

де α_{mf} – відносний момент, що дорівнює:

$$\alpha_{mf} = \omega_c \cdot \xi_f (1 - \beta \cdot \xi_f) = 0,91 \cdot 0,156 (1 - 0,457 \cdot 0,156) = 0,132, \quad (2.2.9)$$

де ξ_f – відносна висота стиснутої зони, що дорівнює:

$$\xi_f = \frac{h_f}{d} = \frac{30,5}{195} = 0,156. \quad (2.2.10)$$

$$M_{Rdf} = 0,132 \cdot 11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2 = 84,27 \text{ кНм.}$$

На цьому етапі ми порівнюємо отримане значення несучої здатності стиснутої полиці M_{Rdf} з величиною згинаючого моменту від зовнішнього навантаження $M_{ed} = 62,47$ кН · м.

Оскільки $M_{Rdf} \geq M_{ed}$, це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці. Відповідно, подальший розрахунок та підбір арматури виконується як для прямокутного перерізу шириною $b = 1460$ мм, що працює під дією згинального моменту M_{ed} .

Далі визначаємо область деформування перерізу за умови, що нейтральна вісь розташована по нижній грані полиці. Для цього з'ясуємо, до якої області деформування, згідно зі значенням ξ потрапляє відносна висота полиці ξ_f :

$$\xi_a = \frac{\xi_{c3,cd}}{\xi_{c3,cd} + \xi_{ud}} = \frac{0,58}{0,58 + 18} = 0,031, \quad (2.2.11)$$

де

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} \cdot 0,9 = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 = 18\%. \quad (2.2.12)$$

$$\xi_b = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \xi_{ud}} = \frac{3,23}{3,23 + 18} = 0,152, \quad (2.2.13)$$

$$\xi_{lim} = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \xi_{so}} = \frac{3,23}{3,23 + 2,5} = 0,564, \quad (2.2.14)$$

де

$$\xi_{so} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{479,17}{190000} = 2,5 \text{ ‰}. \quad (2.2.15)$$

При $\xi_b = 0,152 < \xi_f = 0,156 < \xi_{lim} = 0,564$ переріз працює в області деформування 2.

1. Значення відносного плеча внутрішньої пари сил:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2\beta \cdot a_m}{1+k}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2 \cdot 0,457 \cdot 0,097}{1+0,82}} = 0,94, \quad (2.2.16)$$

де

$$a_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{62,47 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2} = 0,097. \quad (2.2.17)$$

2. Значення плеча внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,94 \cdot 195 = 182,5 \text{ мм}. \quad (2.2.18)$$

3. Значення необхідної площі арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z_c} = \frac{62,47 \cdot 10^6}{479,17 \cdot 182,5} = 714,36 \text{ мм}^2. \quad (2.2.19)$$

Виконання перевірки:

Значення висоти стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{d(1-\eta)}{\beta} = \frac{195(1-0,94)}{0,457} = 25,6 \text{ мм}, \quad (2.2.20)$$

Значення відносної деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d-x)}{x} = \frac{3,23(195-25,6)}{25,6} = 21,37\text{‰}. \quad (2.2.21)$$

Рішення: приймається 8Ø12 A600 ($A_{st} = 905 \text{ мм}^2$).

2.2.4 Розрахунок міцності перерізів похилих до повздожньої осі

Поперечна арматура класу A240C, яка має такі характеристики:

- $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$;
- $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Кількість поперечний стержнів у складі каркасу становить $n = 4$.

Визначається поперечна сила, яку може сприйняти без поперечного армування елемент:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d, \quad (2.2.22)$$

де $\gamma_c = 1,3$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2; \text{ приймаємо } k = 2. \quad (2.2.23)$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{905}{347 \cdot 195} = 0,013. \quad (2.2.24)$$

$$A_c = b_w h = 347 \cdot 220 = 76340 \text{ мм}^2. \quad (2.2.25)$$

$$V_{Rd,min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (2.2.26)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3, \quad (2.2.26)$$

де N_{ed} – значення осьової сили у поперечному перерізі, що викликана навантаженням чи попереднім напруженням у ньютонках, $N_{ed} > 0$ при стиску.

Сила попереднього напруження що прикладається до арматури P_{max} не повинна перевищувати величини:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_p, \quad (2.2.28)$$

де A_p – значення площі перерізу попередньо напруженої арматури;

σ_p , – максимальні напруження, які прикладені до попередньо напруженої арматури та обираються менші із двох:

$$\sigma_p = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа}; \quad (2.2.29)$$

$$\sigma_p = 0,9 \cdot f_{p01k} = 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа}; \quad (2.2.30)$$

За результатами приймаємо $\sigma_{p,max} = 504 \text{ МПа}$.

$$P_{max} = N_{ed} = 504 \cdot 905 = 456120 \text{ Н} = 456,12 \text{ кН}. \quad (2.2.31)$$

За виразом (2.2.27):

$$\sigma_{cp} = \frac{456120}{76340} = 5,97 > 0,2 \cdot f_{cd} = 2,3,$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,3} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 15)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,3 \right] \cdot 347 \cdot 195 = 50435 \text{ Н}$$

$$= 50,435 \text{ кН.} \quad (2.2.32)$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 15^{\frac{1}{2}} = 0,39 \text{ Н.} \quad (2.2.32)$$

За виразом (2.2.26):

$$V_{Rd,min} = (0,39 + 0,15 \cdot 2,3) \cdot 347 \cdot 195 = 49734 \text{ Н} = 49,734 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,c} = 50,435 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 49,734 \text{ кН.} \quad (2.2.34)$$

У висновку: не потрібне поперечне армування.

2.2.5 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи

Геометричні характеристики перерізу плити

Спершу визначимо коефіцієнти приведення арматури до бетону для нижньої та верхньої арматури відповідно:

$$\alpha_{sp} = E_p / E_{cm} = 1900000 / 27000 = 7,037;$$

$$\alpha_{sc} = E_{sc} / E_{cm} = 170000 / 27000 = 6,296.$$

Верхня стиснута арматура представлена 8 стержнями діаметром – 8 Ø 3 Вр-I із кроком 200 мм загальна площа яких становить $A_{sc} = 5,100 \text{ мм}^2$.

Тепер вкажемо розміри перерізу та дані по армуванню:

$$b_{eff} = 1460 \text{ мм}; b_{ef} = 1490 \text{ мм}; b_w = 450 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = 41.16 \text{ мм}; h_{ef} = 41.16 \text{ мм}; \alpha_{sc} = c_1 = 20 \text{ мм};$$

$$\alpha_{sp} = c_p = 28 \text{ мм}; A_{sc} = 5,100 \text{ мм}^2; A_{sp} = 452 \text{ мм}^2.$$

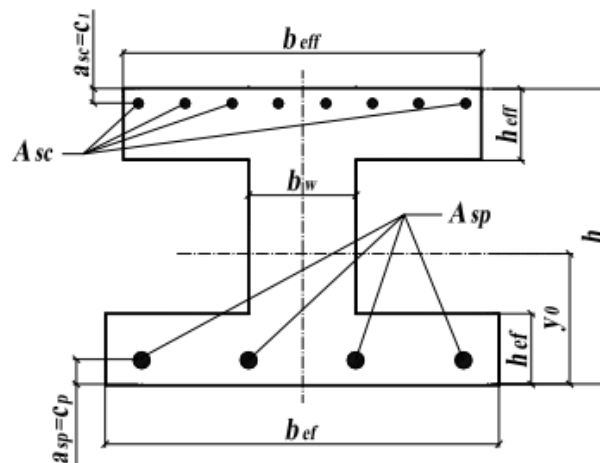


Рисунок 2.2.4 Схема розрахункового перерізу плити

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = b_{eff}h_{eff} + b_w(h - 2h_{eff}) + b_{ef}h_{ef} = \\ = 1460 \cdot 41,26 + 450(220 - 2 \cdot 41,16) + 1490 \cdot 41,16 = 183378 \text{ мм}^2;$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_{cp}A_{sp} + \alpha_{sc}A_{sc} = 183378 + 7,037 \cdot 452 + 6,296 \cdot 100,5 = \\ = 187192 \text{ мм}^2;$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b_{eff}h_{eff}(h - 0,5h_{eff}) + b_w(h - 2h_{eff}) \cdot 0,5h + b_{ef}h_{ef} \cdot 0,5h_{ef} = \\ = 1460 \cdot 41,16(220 - 0,5 \cdot 41,16) + 450(220 - 2 \cdot 41,16) \cdot 0,5 \cdot 220 + \\ + 1490 \cdot 41,16 \cdot 0,5 \cdot 41,16 = 20061164 \text{ мм}^3.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_{red} = S_c + \alpha_{cp}A_{sp}c_p + \alpha_{sc}A_{sc}(h - c_1) = \\ = 20061164 + 7,037 \cdot 452 \cdot 28 + 6,296 \cdot 100,5 \cdot (200 - 20) = 20276774 \text{ мм}^3.$$

3. Визначимо відстань від центру ваги бетонного та приведенного перерізів до:

розтягнутої нижньої грані;

осей напруженої арматури;

осей стиснутої арматури.

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{20061164}{183378} = 109,4 \text{ мм};$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20276774}{187192} = 108,3 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 108,3 - 28 = 80,3 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0,red} = 220 - 20 - 108,3 = 91,7 \text{ мм}.$$

4. Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_c = \sum (I_{ci} + A_{ci}y_{ci}^2) = \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,c} - 0,5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ + b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,c} - 0,5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h - h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,c} - 0,5h)^2 =$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1490 \cdot 41,16^3}{12} + 1490 \cdot 41,16 \cdot (109,4 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\
&+ \frac{1460 \cdot 41,16^3}{12} + 1460 \cdot 41,16 \cdot (220 - 109,4 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\
&+ \frac{450(220 - 2 \cdot 41,16)^3}{12} + 450(220 - 2 \cdot 41,16)(109,4 - 0,5 \cdot 220)^2 \\
&= 1085827023 \text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$\begin{aligned}
I_{red} &= \frac{b_{ef} h_{ef}^3}{12} + b_{ef} h_{ef} (y_{0,red} - 0,5 h_{ef})^2 + \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + \\
&+ b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,red} - 0,5 h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - h_{ef})^3}{12} + b_w (h - 2 h_{ef}) (y_{0,red} - 0,5 h)^2 = \\
&= \frac{1490 \cdot 41,16^3}{12} + 1490 \cdot 41,16 \cdot (108,3 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\
&+ \frac{1460 \cdot 41,16^3}{12} + 1460 \cdot 41,16 \cdot (220 - 108,3 - 0,5 \cdot 41,16)^2 \\
&+ \frac{450(220 - 2 \cdot 41,16)^3}{12} + 450(220 - 2 \cdot 41,16)(108,3 - 0,5 \cdot 220)^2 \\
&= 1111878358 \text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

– відносно нижньої грані

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1111878358}{108,3} = 10266652 \text{ мм}^3;$$

– відносно верхньої грані

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1111878358}{220 - 108,3} = 9954148 \text{ мм}^3.$$

Попереднє напруження і втрати напружень у напруженій арматурі

Максимальні напруження, що виникають у напруженій арматурі при навантаженні, призначають меншим із двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot 630; 0,9 \cdot 575\} = \min\{504; 517,5\} = 504 \text{ МПа}.$$

Напруження, які передаються на конструкцію після перших (миттєвих) втрат, не повинні перевищувати меншого із двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,75 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{pm0}(x) = 0,85 \cdot f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 \cdot 630; 0,85 \cdot 575\} = \min\{472,5; 488,75\} = 472,5 \text{ МПа.}$$

У всіх випадках, незалежно від класу арматури, значення напружень при натягуванні σ_p приймаються як:

$$0,3 f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq \sigma_{p,max},$$

тобто

$$0,3 \cdot 575 = 172,5 \text{ МПа} \leq \sigma_p \leq 504 \text{ МПа.}$$

Ми призначаємо напруження при натягуванні арматури $\sigma_p = 470 \text{ МПа}$.

Миттєві втрати попереднього напруження

Розглянемо миттєві втрати попереднього напруження:

1. Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r для арматури класу А600С при електротермічному способі натягування:

$$\Delta P_r = 0,03 A_{sp} \sigma_p = 0,03 \cdot 452 \cdot 470 = 6373 \text{ Н.}$$

2. Втрати від теплової обробки збірних залізобетонних плит ϵ :

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_{sp} E_p \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

де A_{sp} - це поперечний переріз напруженої арматури, мм^2 ;

E_p - це модуль пружності напруженої арматури, МПа;

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ - це коефіцієнт лінійного температурного розширення

(див. п.3.1.2.4 ДБН В 2.6-98);

$\Delta t = T_{max} - T_0$ - це різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури; за відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{max} - T_0 = 65^\circ\text{C}$.

При використанні електротермічного способу натягу арматури та пропарюванні, коли форма з упорами нагрівається одночасно з виробом, втрати від температурного перепаду відсутні. Це означає, що: $\Delta P_\theta = 0$

3. Крім того, втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм (упорів), що виникають при неодноразовому натягуванні арматури на форму, також не враховуються для електротермічного способу натягу. Отже:

$$\Delta P_4 = 0.$$

4. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону ΔP_{el} необхідно враховувати згідно з деформацією бетону. При цьому важливо враховувати порядок натягування арматури.

Ці втрати ΔP_{el} можуть прийматися як середні втрати для кожного стержня арматури:

$$\Delta P_{el} = A_{sp} E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right];$$

$$\Delta P_{el} = 452 \cdot 190000 \sum \left[\frac{0,5 \cdot 2,73}{27000} \right] = 4342 \text{ Н},$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - це зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

$j = (n - 1)/2n$, де n - кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення можна прийняти (Примітка: якщо зміни викликані постійними діями, прикладеними після попереднього напруження $j = 0,5$ ($j = 1$);

$E_{cm}(t)$ - це зміна модуля пружності з часом:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} E_{cm}$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ - значення у віці t діб, а f_{cm} і E_{cm} - значення у віці 28 діб. Зусилля попереднього напруження зі врахуванням миттєвих втрат

$$P_{0,c} = \sigma_p A_{sp} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4;$$

$$P_{0,c} = 470 \cdot 452 - 6373 - 0 - 0 - 0 - 0 = 206067 \text{ Н}.$$

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{206067}{187192} + \frac{206067 \cdot 81,4 \cdot 108,3}{1111878358} = 2,73 \text{ МПа},$$

$$\text{де } z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109,4 - 28 = 81,4 \text{ мм}.$$

Сила попереднього напруження

У певний момент часу (t) і на відстані (або довжині дуги) від напруженого кінця арматури (x), середня сила попереднього напруження $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі P_{max} , прикладеній до напруженого кінця,

за вирахуванням миттєвих і часозалежних втрат. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі ці втрати.

Величину початкової сили напруження арматури $P_{m,0}(x)$ яка діє на бетон відразу після натягу та анкерування (або передачі попереднього напруження на упори), отримуємо шляхом віднімання миттєвих втрат від сили натягу P_{max} . Ця початкова сила не повинна перевищувати певних значень.

$$P_{m,0}(x) = P_{m,c} - \Delta P_{el}; P_{m,0} \leq P_{m,0}(x)$$

$$P_{m,0} = 206067 - 4342 = 201725 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 213570 \text{ Н},$$

то умова виконується.

Обмеження напружень у бетоні

Максимальні стискаючі напруження у бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c = \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0} z_{cp} \gamma_{0,red}}{I_{red}} = \frac{201725}{187192} + \frac{201725 \cdot 81,4 \cdot 108,3}{1111878358} = 2,68 \text{ МПа.}$$

Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають внаслідок дії сили попереднього напруження та інших навантажень, прикладених під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватися величиною

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) = 0,6 \cdot 15 = 9,0 \text{ МПа.}$$

де $f_{ck}(t)$ - характеристичний опір стиску бетону в момент часу t , коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

Оскільки $\sigma_c = 2,68 \text{ МПа} < 0,9 \text{ МПа}$, то умова виконується.

Для елементів, арматура яких натягується на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження може бути збільшене до $0,7f_{ck}(t)$, за умови, що випробуваннями або практикою підтверджено відсутність утворення поздовжніх тріщин.

Якщо напруження стиску в бетоні від попереднього напруження арматури перевищують $0,45f_{ck}(t) = 0,45 \cdot 15,0 = 6,75 \text{ МПа}$, необхідно обов'язково враховувати нелінійну повзучість бетону.

Тепер виконаємо перевірку напружень у верхніх розтягнутих фібрах бетону плити безпосередньо під час передачі попереднього напруження на бетон:

$$\sigma_{c(1)} = -\frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0}z_{cp}}{W_{red}^{sup}} = -\frac{201725}{187192} + \frac{201725 \cdot 81,4}{9954148} = 0,572 \text{ МПа} < f_{ctm}$$
$$= 1,9 \text{ МПа.}$$

Розрахункове армування верхньої зони плити не потрібне; вона армується конструктивно за допомогою 8 стержнів (8Ø3 Вр-I).

Клас бетону, в якому розташована попередньо напружена арматура без анкерів, має відповідати наступним вимогам:

Для арматури класів А600, А800, Вр1400, Вр1500 – клас бетону не нижче С16/20.

Для арматури класів А1000, Вр1200, Вр1300, К1400, К1500 – клас бетону не нижче С25/30.

Передаточна міцність бетону f_{cp} що контролюється аналогічно класу бетону на стиск під час його обтиснення, повинна бути не менше С12/15 і становити не менше 50% від прийнятого класу бетону.

Залежні від часу втрати попереднього напруження

Середнє значення сили напруження ($P_{m,t}(x)$) у момент часу $t_0 > t$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, необхідно враховувати залежні від часу втрати попереднього напруження ($\Delta P_{c+s+r}(x)$) як наслідок:

- Повзучості та усадки бетону.
- Довготривалої релаксації напруженої сталі.
- Таким чином, загальні втрати розраховуються за

формулою:

$$P_{m,t}(x) = P_{m,0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x).$$

Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_{sp} \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_{sp}}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 452 \frac{0,0003277 \cdot 190000 + 0,8 \cdot 48,2 + \frac{190000}{27000} \cdot 3,0 \cdot 4,04}{1 + \frac{190000 \cdot 452}{27000 \cdot 183378} \left(1 + \frac{183378}{1085827023} 81,4^2\right) [1 + 0,8 \cdot 3,0]} = 74776 \text{ Н}$$

$$\approx 74,78 \text{ кН,}$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ;

ε_{cs} - це обчислене значення деформації усадки згідно з п.3.1.3.8 ДСТУ, абсолютна величина;

E_p - це модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} - це середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ - є абсолютною величиною зміни напружень в арматурі на відстані x в момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де $\sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ - початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням,

постійними та квазіпостійними впливами;

Для точного визначення часозалежних втрат, які впливають на попередньо

напружену арматуру, необхідно враховувати наступні коефіцієнти та

напруження: $\varphi(\infty, t_0) = 3,0$.

$\varphi(t, t_0)$ - це коефіцієнт повзучості у момент часу t , що враховує час прикладання навантаження t_0 . Якщо $t = 100$ становить 100 діб або більше, для розрахунків можна прийняти значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi(\infty, t_0) = 3,0$ для бетону класу С16/20. Цей показник розраховується при відносній вологості навколишнього середовища 40–75%, згідно з таблицею 3.1 ДСТУ.

$\sigma_{c,QP}$ - це напруження у бетоні, що знаходиться безпосередньо біля арматури.

Воно виникає внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазіпостійних впливів. Величина $\sigma_{c,QP}$ оже відобразити наслідок часткової власної ваги та початкового напруження, або ж повне сполучення дії $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, залежно від стадії роботи конструкції, яка розглядається;

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c};$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{22,8 \cdot 10^6 \cdot 81,4}{1085827023} + \frac{201725}{183378} + \frac{201725 \cdot 81,4^2}{1085827023} = 4,04 \text{ МПа};$$

$$\text{де } M_{Ed,l} = \frac{q_l l_0^2}{8} = \frac{8,4 \cdot 4,66^2}{8} = 22,8 \text{ кНм} = 22,8 \cdot 10^6 \text{ Нм};$$

$q_l = 4,8 \text{ кН/м}$ – навантаження від власної ваги (постійне) та тривале;

A_{sp} - площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c - площа перерізу бетону;

I_c - момент інерції перерізу бетону;

$z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109,4 - 28 = 81,4 \text{ мм}$ - відстань між центром ваги перерізу бетону і віссю напруженої арматури.

Повна деформація усадки (абсолютна величина) складається з двох основних компонентів: деформації усадки при висиханні та деформації внутрішньої усадки.

Отже, значення загальної деформації усадки ϵ_s визначається як:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 0,0003169 + 10,81 \cdot 10^{-6} = 0,0003277,$$

де $\epsilon_{cd}(t)$ - це деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

$\epsilon_{ca}(t)$ - це деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Деформація усадки при висиханні має таке кінцеве значення:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_n \epsilon_{cd,0} = 0,99 \cdot 0,00052 = 0,000515,$$

де $\varepsilon_{cd,0} = 0,52 \text{ ‰} = 0,00052$ - прийняте за таблицею 7.2 для бетону С 16/20 при відносній вологості 60% (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30%);

k_n - коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 (в мм), згідно із табл. 2.2.1

Таблиця 2.2.1 Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$, ε (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46

$f_{ck} / f_{ck.cube}$, МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Умовний розмір поперечного перерізу

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 183378 / 3390 = 108,2 \text{ мм}$$

де $u = 1490 + 1460 + 2 \cdot 220 = 3390$ мм - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню (периметр поперечного перерізу плити);

$$A_c = 183378 \text{ мм}^2 \text{ - площа перерізу бетону.}$$

Тоді $k_n = 1,0 - \frac{(1-0,85)}{100} (108,2 - 100) = 0,988 \approx 0,99$ (за пропорцією із табл. 2.2.2).

Таблиця 2.2.2 Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Розвиток деформації усадки при висиханні визначається із виразу:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0,6153 \cdot 0,000515 = 0,0003169,$$

$$\text{де } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(100 - 28)}{(100 - 28)0,04\sqrt{108,2^3}} = 0,6153;$$

t - вік бетону, діб, в момент часу, що розглядається (для $t = 100$ діб);
 t_s - вік бетону, діб, при початку усадки висихання (або набухання) (для $t_s = 28$ діб). Як правило, це час завершення догляду.

Деформації внутрішньої усадки (абсолютне значення) визначають:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t, t_s) \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,8646 \cdot 12,5 \cdot 10^{-6} = 10,81 \cdot 10^{-6};$$

$$\text{де } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 2,5(15 - 10) \cdot 10^{-6} = 12,5 \cdot 10^{-6};$$

$$\beta(t) = 1 - \exp(1 - 0,2t^{0,5}) = 1 - \exp(1 - 0,2 \cdot 100^{0,5}) = 1 - \exp(-2) \\ = 0,8646;$$

$t = 100$ - час, діб.

Відповідно до Єврокоду, арматура класифікується за релаксацією на три основні класи:

Клас 1: Дріт або канат зі звичайною релаксацією.

Клас 2: Дріт або канат із низькою релаксацією.

Клас 3: Гарячекатані або оброблені стрижні.

Значення ρ_{1000} можна приймати наступними:

8% для Класу 1;

2,5% для Класу 2;

4% для Класу 3.

Ці значення також можуть бути взяті безпосередньо з сертифіката на арматуру. Визначати слід із застосуванням нижченаведеного виразу:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}.$$

Для класу 3:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot 0,75} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-0,75)} \cdot 10^{-5} = 0,102,$$

де $\Delta\sigma_{pr}$ - це абсолютне значення втрат від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} - при напруженні на упори – абсолютна величина початкових попередніх

Напружень $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 472,5$ МПа;

t - є часом після напруження, год (500000 год, тобто близько 57 років);

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, де $f_{pk} = 630$ МПа - характеристичне значення міцності на розтяг

напруженої арматури: $\mu = 472,5/630 = 0,75$.

Тоді $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,102 = 472,5 \cdot 0,102 = 48,2$ МПа.

Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ момент часу $t > t_0$ (з врахуванням усіх втрат)

$$P_{m,t}(x) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 201,73 - 74,78 = 126,95 \text{ кН}$$

Величина $P_{m,t}(x)$ повинна відповідати двом наступним умовам:

$$P_{m,t}(x) = 126,95 \text{ кН} \leq 0,65 f_{pk} A_{sp} = 0,65 \cdot 630 \cdot 452 \cdot 10^{-3} = 185,1 \text{ кН};$$

$$P_{m,t}(x) = 126,95 \text{ кН} \leq P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 201,73 - 100 \cdot 452 \cdot 10^{-3} = 156,53 \text{ кН}.$$

Умови виконуються.

Напруження у попередньо напруженій арматурі, яке враховує усі втрати:

$$\sigma_{sp} = P_{m,t}(x)/A_{sp} = 126950/452 = 280,9 \text{ МПа}.$$

Відносні деформації в арматурі ε_{sp} визначають, в залежності від напружень σ_{sp} , відповідно до діаграми стану арматури за виразом:

коли $0 \leq \sigma_{sp} = 280,9$ МПа $< f_{pd0} = 479,17$ МПа:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_p = 280,9/190000 = 0,00148\%$$

Розрахунок за деформаціями

Величину проліт/висота за формулою, якщо $\rho > \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right].$$

Або якщо $\rho < \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right].$$

де $\frac{l}{d}$ – це граничне відношення проліт/висота.

$k = 1$ – це коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи.

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{15} = 0,0039 \text{ см}^2$ – довідковий відсоток армування.

ρ – це необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури в середині прольоту, призначений для сприйняття моменту від розрахункового навантаження.

$$\rho = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{905}{1500 \cdot 195} = 0,0031 \text{ см}^2.$$

Так як $\rho = 0,0031 \text{ см}^2 < \rho_0 = 0,0039 \text{ см}^2$ співвідношення проліт висота розраховуємо за формулою:

$$\frac{l}{d} = 1 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{15} \cdot \frac{0,0039}{0,0031} + 3,2 \sqrt{15} \cdot \left(\frac{0,0039}{0,0031} - 1 \right)^{3/2} \right] = 19,93.$$

Крім того, ще необхідно помножити отримане значення на $310/\sigma_s$.

$$\frac{l}{d} \cdot \frac{310}{\sigma_s} = 19,93 \cdot \frac{310}{426} = 14,5.$$

$$\frac{l}{d} = \frac{5980}{195} = 30,67 > 14,5.$$

Оскільки співвідношення проліт/висота не відповідає граничному значенню, перевірку прогину необхідно виконати розрахунковим методом.

Ми перевіряємо величину прогину при дії моменту 62,47 кНм. Кривизна в перерізі, отримана за деформаційною методикою при розрахунках за II групою граничних станів і для цього рівня навантаження, дорівнює 0,0049.

$$f = \frac{1}{r} \cdot k_m l^2 = 0,0049 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,98^2 = 0,018 \text{ м.}$$

Перевірка виконана.

3. Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Підготовка до аварійно-відновлювальних робіт (капітального ремонту) багатоквартирного житлового будинку

Підготовчі роботи є першим етапом у реалізації будівельного проєкту та мають на меті створення умов для безпечного, ефективного і безперервного виконання основного комплексу будівельно-монтажних робіт з відновлення та капітального ремонту житлового будинку. Оскільки об'єкт відновлюється після пошкоджень, першочерговим елементом підготовки території є демонтаж і розбирання аварійних конструкцій.

При проведенні демонтажних робіт існуючих будівельних конструкцій необхідно забезпечити наступні загальні вимоги до методів виконання робіт:

1. До початку робіт з розбирання повинні бути виконані необхідні підготовчі заходи, передбачені проєктом виконання робіт:

а) встановлено тимчасове огороження будівельного майданчика з профлисту по металевих стійках з воротами і хвірткою;

б) встановлені біля проходу до місця розбирання конструкцій попереджувальні написи про категоричну заборону входу на територію робіт стороннім особам та забезпечений з метою попередження цього відповідний нагляд;

в) відключені магістральні електричні, енергетичні та інші мережі і вжиті заходи проти їх пошкодження; замовник, на території якого проводиться розбирання, повинен видати будівельній організації, яка виконує розбирання, документ про відключення електроенергії, водопроводу, технологічних трубопроводів і інших наявних комунікацій з висновком про дозвіл виконувати розбирання;

г) підготовлені місця для складування конструкцій, матеріалів та для елементів розбирання;

д) проведені силові і освітлювальні електромережі згідно проєкту виконання робіт. Схема тимчасового електрозабезпечення в процесі

демонтажу повинна бути незалежною від схеми електропроводки будівлі де виконується розбирання;

е) встановлені, змонтовані і випробувані будівельні машини, механізми, устаткування по номенклатурі, передбачені проектом виконання робіт і технологічними картами;

ж) підготовлені і встановлені в зоні роботи бригади інвентар, пристосування і засоби для безпечного виконання робіт;

з) здійснюються заходи попередження раптових обвалень в місцях розбирання (або прилеглих до них), передбачені проектом виконання робіт: установка тимчасових кріплень, укладка тимчасових прогонів і підкосів, тимчасове посилення конструкцій.

3.2 Вибір будівельних машин і механізмів

Для монтажу збірних залізобетонних елементів, подачі стінових матеріалів (газобетонних блоків, цегли) та елементів опалубки 5-поверхового житлового будинку необхідно вибрати автомобільний кран, який забезпечить:

- достатню вантажопідйомність для найважчих елементів (плити перекриття, стінові панелі);
- необхідний виліт стріли, щоб дістати до найбільш віддаленої монтажної зони;
- достатню висоту підйому вантажів (щонайменше до верху 9 поверху плюс запас).

Вихідні дані для вибору крана:

Висота будівлі: $5 \text{ поверхів} \times 2,8 \text{ м} = 14,0 \text{ м}$ (висота будівлі – до 30 м);

Радіус обслуговування: від осі крана до найдалшої точки монтажу — до 20 м;

Максимальна маса конструкцій:

Плита перекриття (багатопустотна) — до 3,5 т;

Сходовий марш — до 4,5 т;

Необхідна вантажопідйомність на вильоті 20 м — не менше 2,5–3,0 т.

Короткий аналіз типових кранів

Марка крана	Вантажопідйомність (т)	Виліт стріли (м)	Вантаж. на макс. вильоті (т)	Висота підйому (м)	Примітка
КС-45717	25	21,7	0,7	до 21,0	Недостатній виліт та вантажність
КС-55713	25	28	1,1	до 28,0	Вантажність на граничному вильоті недостатня
Liebherr LTM 1050-3.1	50	38,0	2,2–2,5	до 27,0	Оптимальний варіант за всіма параметрами
Liebherr LTM 1090-4.1	90	50	4,5	до 48,0	Значно перевищує потреби проекту

Розрахунок вантажопідйомності крана на заданому вильоті для моделі Liebherr LTM 1050-3.1:

Максимальна вантажопідйомність — 50 т (досягається на мінімальному малому вильоті стріли 3,0 м при повністю втягнутій телескопічній стрілі 11,4 м)

На вильоті 17 м (згідно з контуром будівлі на схемі) – вантажопідйомність становить 2,3 т.

Висота підйому гака — при розрахунковій довжині стріли $L_{стр} = 27,3$ м та вильоті 17 м становить до 22,0 м, що з великим запасом забезпечує подачу матеріалів та монтаж конструкцій на рівень робочих горизонтів типового поверху.

Монтажна зона крана завдяки максимальному вильоту стріли $O_{max} = 17$ м повністю покриває технологічні ділянки 1-го та 2-го під'їзду будівлі.

З урахуванням вантажопідйомності, геометричних параметрів та монтажної зони, автомобільний кран Liebherr LTM 1050-3.1 є найбільш раціональним варіантом для зведення даного об'єкта. Він забезпечує

необхідний радіус обслуговування, висоту підйому та вантажопідйомність, відповідає вимогам безпеки і технічної доцільності, а також має високу мобільність в умовах проведення аварійно-відновлювальних робіт.

3.3 Технологічна карта на монтаж типового поверху будинку

3.3.1 Загальні положення організації будівельних процесів та зведення типового поверху

Раціональна організація будівельного виробництва в межах проведення аварійно-відновлювальних робіт (капітального ремонту) житлового будинку базується на комплексному поєднанні технічних, технологічних та управлінських рішень. Головною метою цих заходів є забезпечення чіткої взаємодії між окремими ланками робітників, оптимізація використання будівельної техніки, а також суворе дотримання календарних строків при безумовному забезпеченні високої якості відновлюваних конструкцій. Такий підхід дозволяє збалансувати виробничі можливості підрядної організації та економічні інтереси замовника, гарантуючи безпеку та надійність будівлі на кожному етапі її регенерації.

Організація процесів на типовому поверсі передбачає послідовно-паралельне виконання робіт, де провідним (несучим) процесом є влаштування кам'яної кладки стін та перегородок з газобетонних блоків і цегли. Для забезпечення безперервного фронту робіт і планомірного завантаження персоналу, технологічний цикл розділено на супутні та допоміжні процеси, що виконуються спеціалізованими ланками:

- влаштування огорожувальних та розділових конструкцій: мурування зовнішніх та внутрішніх стін із газобетонних блоків об'ємом, а також цегляна кладка перегородок і каналів.
- організація робочих місць на висоті: встановлення і розбирання інвентарних трубчастих риштувань, що забезпечує безпечну роботу мулярів на висоті більше 1,2 м.

- логістика та постачання матеріалів: подача стінових матеріалів та розчину автомобільним краном.
- влаштування опорних поясів/ділянок: включають послідовне установлення опалубки, укладання арматурних каркасів масою та безпосереднє укладання бетонної суміші за допомогою автобетононасосу
- технологічна перерва та розпалублення: після укладання бетону передбачено технологічну перерву тривалістю 3 дні для набору міцності конструкцій, після чого ланка теслярів здійснює зняття опалубки.

3.3.2. Організація і технологія виконання робіт

Роботи з мурування стін та перегородок здійснюються поточним методом. Типовий поверх розбивається на дві рівні за трудомісткістю захватки (відповідно до плану секцій будинку). Кожна захватка ділиться на ділянки для роботи ланок мулярів.

Підготовчий етап:

1. До початку мурування мають бути повністю завершені роботи з відновлення та монтажу залізобетонних конструкцій нижчерозташованого поверху, укладені та заанкеровані плити перекриття.
2. На перекриття за допомогою крану подаються піддони з газоблоками та цеглою, а також інвентарні ємності з сухими сумішами чи готовим розчином. Матеріали розміщують уздовж фронту робіт так, щоб залишався прохід шириною не менше 0,6–0,7 м для вільного переміщення робітників.
3. Проводиться геодезична розмітка осей стін та перегородок, винесення висотних позначок за допомогою нівеліра або лазерного будівника.

Технологія мурування з газобетонних блоків:

- Поверхню плит очищають від сміття. Перший ряд блоків обов'язково укладають на шар цементно-піщаного розчину для точного вирівнювання по горизонталі.

- Наступні ряди монтують на тонкошаровому клею (товщина шва 2–3 мм), який наносять за допомогою зубчастої кельми або каретки.
- Кожен блок перевіряють за рівнем та вирівнюють гумовою киянкою. Перев'язка блоків у сусідніх рядах повинна становити не менше 10 см.
- Конструктивне армування виконується сталевією сіткою або арматурою у заздалегідь прорізані пази (штробы), заповнені клеєм. В місцях примикання до панелей закладаються гнучкі зв'язки.

Технологія влаштування цегляних перегородок:

- Мурування ведеться за однорядною системою перев'язки швів. Цеглу перед укладанням за потреби зволожують.
- Горизонтальні та вертикальні шви повністю заповнюються розчином (товщина близько 10–12 мм).
- Для стійкості перегородок у шви закладають арматурні стержні діаметром 4–6 мм через кожні 4 ряди мурування. Закріплення верху перегородки до перекриття виконується за допомогою заклинювання цеглою або монтажної піни після осідання конструкцій.

Для роботи на висоті більше 1,2 м використовуються інвентарні трубчасті риштування, які переставляються краном.

3.3.3 Вимоги до якості і приймання робіт

Комплекс монтажних процесів має здійснюватися у суворій відповідності до чинних державних будівельних норм (ДБН), технологічних регламентів та затверджених проектних рішень. Основними критеріями якісного виконання робіт із влаштування збірних та монолітних конструкцій є геометрична точність їхнього просторового розташування, міцність і надійність стикових з'єднань, а також повна відповідність фактичних параметрів елементів робочим кресленням.

Технологічний контроль якості реалізується за такими етапами:

Вхідний контроль матеріалів та конструкцій: Перед підйомом та встановленням кожного елемента (чи піддона з матеріалами) проводиться

обов'язкова візуальна й інструментальна перевірка. Контролюється наявність заводського маркування, відповідність геометричних розмірів, а також відсутність дефектів — сколів, тріщин, оголення арматури чи пошкодження випусків.

Операційний контроль монтажу: У процесі встановлення конструкцій ланки виконавців та майстер перевіряють їхнє положення у плані, за висотними позначками, а також за вертикаллю та горизонталлю. Фактичні відхилення елементів від проєктних осей не повинні перевищувати граничних допусків, встановлених нормативною документацією.

Контроль зварних з'єднань та антикорозійного захисту: Якість зварювання закладних деталей та арматурних випусків оцінюється візуально, а за потреби — за допомогою методів неруйнівного контролю. Зварні шви повинні бути однорідними, без непроварів, пор, шлакових включень і тріщин. Після приймання зварювання всі металеві з'єднання ретельно очищають від шлаку та покривають антикорозійними сумішами відповідно до вимог проєкту.

Замонолічування та герметизація стиків: Влаштування монолітних ділянок та заповнення стиків між збірними елементами виконується з обов'язковим пошаровим ущільненням (вібруванням) бетонної або розчинної суміші. Це гарантує необхідну міцність, герметичність та монолітність усього диска перекриття чи вузла сопряження. Клас бетону за міцністю, рухливістю та морозостійкістю має суворо відповідати проєктним маркам.

Приймальний контроль та документування: Приймання виконаних робіт здійснюється представником технічного нагляду замовника. Процес оформлюється підписанням актів огляду прихованих робіт (на армування, зварювання, антикорозійний захист та замонолічування), а також виконавчих геодезичних схем. Монтаж конструкцій та мурування стін кожного наступного поверху (чи ярусу) дозволяється розпочинати виключно після повного юридичного та технічного приймання попереднього монтажного горизонту й підписання відповідного акта.

3.4 Календарний графік будівництва будинку

Календарний графік будівництва є основним інструментом планування і організації виконання будівельно-монтажних робіт. Він визначає черговість, тривалість і взаємозв'язок основних процесів виконання аварійно-відновлювальних робіт 5-поверхового житлового будинку в місті Харків.

- Підготовчий період (комплекс): Включає організаційні та першочергові інженерні заходи на майданчику. Тривалість становить 5 днів.
- Демонтажні роботи: Проведення розбирання та демонтажу пошкоджених елементів і конструкцій із залученням ланки з 18 робітників. Загальна тривалість — 98,0 дн.
- Земляні роботи: Розробка ґрунту вручну та зворотна засипка з ущільненням. Загальний етап триває 31,0 дн.
- Улаштування монолітних з/б фундаментів: Роботи з улаштування фундаментів ФМ1 та ФМУ1. Тривалість етапу — 21,5 дн.
- Зведення нових конструкцій в осях 1–8: Ключовий етап надземної частини, що включає кам'яну кладку стін та перегородок, а також монтаж збірних залізобетонних плит перекриття. Тривалість етапу — 217,0 дн.
- Заповнення прорізів: Встановлення віконних та дверних блоків. Тривалість — 45,5 дн.
- Улаштування рулонної покрівлі: Роботи з ізоляції та покриття даху, що тривають 45,5 дн.
- Інженерні мережі (Сантехнічні та електротехнічні роботи): Комплекс внутрішніх монтажних робіт площею. Сантехнічні роботи тривають 61,0 дн., електротехнічні — 15,0 дн.
- Улаштування фасаду: Зовнішнє оздоблення та утеплення стін. Тривалість процесу — 78,5 дн.
- Комплекс внутрішнього оздоблення: Включає поліпшене штукатурення стель і стін тривалістю 53,0 дн., улаштування стяжок під підлоги

тривалістю 55,5 дн. та фінішне фарбування тривалість 23,5 дн. Загальний період внутрішнього оздоблення становить 61,5 дн.

- Улаштування вимощення: Завершальні роботи з благоустрою території навколо будівлі. Тривалість — 16,0 дн.

Загальна тривалість будівництва становить близько 455,5 днів. Для підвищення ефективності реалізації проєкту розроблено календарно-сіткову модель, яка дозволяє раціонально поєднувати роботи, визначати критичний шлях і оптимізувати використання техніки та робочої сили.

Реалізація будівництва згідно з календарним графіком дозволяє забезпечити безперервність будівництва, дотримання технологічної послідовності та своєчасне введення об'єкта в експлуатацію.

3.5 Будгенплан об'єкту

Будівельний генеральний план (будгенплан) — це складова частина проєкту організації будівництва (ПОБ) або проєкту виконання робіт (ПВР), яка є планом будівельного майданчика з нанесеними на ньому об'єктами, що проєктуються, існуючими будівлями та спорудами, тимчасовими будівлями і спорудами, постійними і тимчасовими під'їзними дорогами, інженерними мережами, знаками геодезичної розбивочної основи, місцями розташування будівельних машин і механізмів, майданчиками для складування матеріалів і конструкцій, а також іншими елементами облаштування будівельного майданчика, необхідними для безпечного та ефективного ведення будівельно-монтажних робіт.

Будівельним генпланом вирішені питання місця розташування тимчасових приміщень для будівельників, місця розміщення майданчика складування матеріалів, контейнерів для будівельного сміття, місця розташування протипожежних засобів і початкових засобів пожежогасіння, інженерної підготовки будівельного майданчика, прив'язки монтажного крану.

При розробці будгенплану враховані основні умови будівництва:

- раціональне використання будівельного майданчика;

- необхідної площі для розміщення на будівельному майданчику складського господарства, доріг і тимчасових будівель;
- постачання будівельних конструкцій, матеріалів і напівфабрикатів на будівельний майданчик передбачено автомобільним транспортом по мірі необхідності за узгодженими графіками;
- дотримання вимог з техніки безпеки, правил пожежної безпеки, електробезпеки та санітарних норм для будівельників;
- забезпечення санітарно-побутового обслуговування робітників на будівництві в адміністративній будівлі комбінату спеціальних будівельних конструкцій і частково в пересувних вагончиках;
- поєднання тимчасових автодоріг з існуючими і проєктованими авто-під'їздами і дорогами;
- забезпечення будівництва електроенергією і водою від існуючих мереж.

Для забезпечення безпеки руху будівельного транспорту в районі будівельного майданчика встановити знаки безпеки і знаки дорожні згідно з ДСТУ 4100:2021.

4. Охорона праці в будівництві

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Викладення та реалізація проектних рішень у дипломній роботі базується на неухильному дотриманні конституційного права громадян на належні, безпечні і здорові умови праці. Основним законодавчим актом, що регулює відносини у сфері правової та промислової безпеки, є Закон України «Про охорону праці» [1]. Цей Закон визначає фундаментальні принципи державної політики, серед яких найвищим пріоритетом є збереження життя і здоров'я працівників відносно результатів виробничої діяльності організації.

При розробці даного проекту відновлення будівельних конструкцій житлового будинку головні завдання щодо забезпечення безпеки праці формуються на основі комплексу законодавчих та інших нормативно-правових актів (НПАОП), будівельних норм та державних стандартів України. Провідну роль у регламентації будівельного виробництва відіграють:

- ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [2];
- ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» [3];
- НПАОП 0.00-1.80-18 «Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання» [4];
- НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті» [5].

Виходячи із загальних засад охорони праці та безпеки життєдіяльності, при реалізації цього проекту ставляться такі конкретні цілі: повне усунення або максимальне зниження впливу шкідливих і небезпечних виробничих факторів на будівельників; зведення до нуля ризиків виробничого травматизму та професійних захворювань шляхом впровадження сучасних інженерно-технічних засобів захисту; надійне запобігання виникненню аварійних та надзвичайних ситуацій, що є критично важливим в умовах

відновлення частково зруйнованої цивільної інфраструктури міста Харкова [2,3].

При зазначенні пріоритетів у вирішенні питань охорони праці необхідно враховувати специфіку об'єкта. Будівля житлового будинку є 5-поверховою з підвальним поверхом. Конструктивна схема — безкаркасна із несучими поздовжніми та поперечними стінами. Особливістю функціонування об'єкта під час капітального ремонту є те, що відновлювальні роботи виконуються в умовах часткового руйнування конструкцій від обстрілів, наявності деформацій і тріщин у стінах, а також в умовах надзвичайно щільної міської забудови спального району [3]. Це вимагає приділення особливої уваги питанням охорони праці з соціально-економічного погляду, оскільки створення безпечних умов праці мінімізує матеріальні збитки від аварій, знижує плінність кадрів будівельників та підвищує загальну продуктивність праці на 10–15%.

4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек при будівництві будинку

На основі аналізу технологічних процесів відновлення об'єкта виявлено такі ключові НШВФ [6]:

- **роботи на висоті:** присутні під час монтажу збірних залізобетонних елементів перекриття, мурування ділянок стін із цегли та газобетонних блоків, а також улаштування рулонної гідроізоляції покрівлі з ПВХ-мембран. Падіння працівника з висоти або з підмостей є одним із найбільш критичних ризиків [4];
- **робота з вантажопідіймальними механізмами:** на об'єкті задіяний автомобільний кран **Liebherr LTM 1050-3.1**. Джерелом небезпеки є переміщення краном важких збірних плит перекриття, піддонів із цеглою та газоблоками над робочою зоною, а також ризик виходу елементів крана за межі безпечної зони [5];
- **можливість падіння предметів з висоти:** Існує постійна загроза падіння інструментів, кріпильних засобів, дрібних уламків будівельних

матеріалів (газоблоків, цегли) з робочих ярусів і риштувань на людей, які перебувають у зоні виконання робіт або поблизу будівлі [2];

- **контакт з електричним струмом:** виникає при підключенні та безпосередньому використанні ручного електроінструменту (перфораторів, шліфувальних машин для підгонки газоблоків, вібраторів для бетону), а також внаслідок можливого пошкодження кабелів тимчасового електропостачання майданчика;
- **фізичне перевантаження робітників:** спрямоване на ланки мулярів та підсобних робітників при ручному переміщенні вантажів, навантаженні-розвантаженні матеріалів, підготовці клейових сумішей та цементних розчинів у стиснених умовах пошкоджених під'їздів [6];
- **пил, шум та вібрація:** підвищені рівні шуму та локальної вібрації генеруються під час механічного оброблення будівельних матеріалів, різання газоблоків, роботи компресорів та ручного інструменту. Запиленість повітря робочої зони різко зростає при демонтажі зруйнованих конструкцій стін та замішуванні сухих цементних сумішей;
- **погодні та кліматичні умови:** Низькі температури, ожеледиця, вітрові навантаження та атмосферні опади безпосередньо впливають на безпечність виконання БМР, особливо в зимовий та перехідний періоди, підвищуючи ризик травматизму на відкритих робочих майданчиках.

Аналіз та систематизація цих умов дозволяє чітко визначити найбільш критичні ділянки будівельного майданчика з точки зору безпеки життєдіяльності. Зменшення або повне усунення визначених виробничих факторів та ризиків реалізації потенційних небезпек є головним інженерним завданням, яке детально вирішується у наступних підрозділах цього дипломного проекту.

4.3. Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на будівництві житлового будинку

На основі ідентифікованих небезпек під час аналізу умов праці при виконанні аварійно-відновлювальних робіт житлового будинку проводиться оцінка ризиків за матричним методом [6].

Оцінювання здійснюється за критеріями: категорія серйозності наслідків (від 1 до 4), рівень ймовірності виникнення події (від А до Е), з подальшим визначенням індексу та остаточного класу (класифікації) ризику.

Результати оцінювання ризиків для основних будівельних процесів на об'єкті:

1. Падіння працівника з висоти (при муруванні стін із підмостей та монтажі плит перекриття).

- Категорія серйозності: 1 (катастрофічна – летальність або зруйнування системи).
- Рівень ймовірності: С (час від часу).
- Індекс ризику: 1С.
- Клас ризику: неприпустимий (надмірний).
- Вимоги: робота вимагає забезпечення працівників страхувальними системами та встановлення тимчасових бортових огорожень [4].

2. Падіння вантажів при монтажі (подача піддонів із газоблоком та залізобетонних конструкцій автомобільним краном Liebherr LTM 1050-3.1).

- Категорія серйозності: 2 (критична – серйозна травма, стійке захворювання, суттєве пошкодження в системі).
- Рівень ймовірності: С (час від часу).
- Індекс ризику: 2С.
- Клас ризику: небажаний (гранично допустимий).
- Вимоги: необхідне зонування майданчика, розрахунок небезпечних зон та обмеження перебування осіб [5].

3. Обвалення пошкоджених конструкцій (під час розбирання деформованих обстрілами ділянок стін).

- Категорія серйозності: 1 (катастрофічна).

- Рівень ймовірності: D (малоймовірна, але можлива подія протягом життєвого циклу).
 - Індекс ризику: 1D.
 - Клас ризику: небажаний (гранично допустимий).
 - Вимоги: застосування систем тимчасового кріплення (розпірок) та дотримання технологічної послідовності демонтажу [2].
4. Ураження електричним струмом (використання ручного електроінструменту, експлуатація тимчасових мереж).
- Категорія серйозності: 2 (критична).
 - Рівень ймовірності: D (віддалена – малоймовірна, але можлива подія протягом життєвого циклу).
 - Індекс ризику: 2D.
 - Клас ризику: небажаний (гранично допустимий).
 - Вимоги: регулярні перевірки електроінструментів, застосування ПЗВ та заземлення.
5. Вплив шкідливих факторів виробничого середовища (пил при механічному обробленні матеріалів, фізичне перевантаження).
- Категорія серйозності: 3 (гранична – професійне захворювання).
 - Рівень ймовірності: B (можлива – може трапитися декілька разів за життєвий цикл).
 - Індекс ризику: 3B.
 - Клас ризику: небажаний (гранично допустимий).
 - Вимоги: обов'язкове використання респіраторів та дотримання режиму праці [6].

За результатами проведеного дослідження встановлено, що на робочих місцях об'єкта проектування присутні ризики, які класифікуються як «Неприпустимі» (індекс 1C) та «Небажані» (індекси 2C, 1D, 2D, 3B). Згідно з чинними нормативними вимогами [2], наявність таких класів ризику означає, що виконання будівельно-монтажних робіт без впровадження

додаткових заходів безпеки суворо заборонено. Отже, виникає об'єктивна необхідність у розробці комплексу інженерно-технічних та архітектурно-планувальних рішень, які дозволять знизити вплив небезпек.

4.4. Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

Для забезпечення безпечних умов праці та зниження рівня травматизму під час виконання аварійно-відновлювальних робіт у 5-поверховому житловому будинку по розроблено комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів [2, 3]. Основною метою цих рішень є усунення або зниження до припустимого рівня ризиків, ідентифікованих у попередньому підрозділі (зокрема неприпустимого ризику падіння з висоти 1С та гранично допустимих ризиків 2С, 1D, 2D, 3В).

З метою зниження впливу людського фактора та підвищення загальної культури безпеки на будівельному майданчику впроваджуються такі організаційні заходи:

- 1. Організація навчання та перевірки знань:** усі працівники (муляри, бетоняри, стропальники) проходять навчання з питань охорони праці. До виконання робіт на висоті (монтаж багатопустотних плит перекриття, мурування зовнішніх стін) допускаються лише особи, які пройшли спеціальне навчання та медичний огляд [1].
- 2. Проведення інструктажів:** забезпечується своєчасне проведення вступного, первинного (на робочому місці), повторного та, за потреби, цільового інструктажів. Усі працівники під підпис забезпечуються актуальними інструкціями з охорони праці за своїми професіями.
- 3. Кваліфікаційні вимоги:** до керування автомобільним краном Liebherr LTM 1050-3.1 допускаються лише машиністи відповідної кваліфікації, а до стропування газобетонних блоків та цегли — атестовані стропальники, які мають посвідчення встановленого зразка [5].

4. **Застосування знаків безпеки:** територія будівельного майданчика, небезпечні зони роботи крана та місця перепадів по висоті позначаються відповідними знаками безпеки (заборонними, попереджувальними, наказовими) згідно з ДСТУ ISO 7010:2019, а також сигнальними стрічками [2].

5. **Ергономічні вимоги до робочих місць:** для ланок мулярів організовано робочі зони шириною не менше 2,4 м (0,6 м — прохідна зона, 0,7 м — робоча, 1,1 м — зона матеріалів). Мурування стін виконується ярусами висотою до 1,2 м, що дозволяє працівникам виконувати операції в найбільш фізіологічно зручному положенні без надмірного нахилу тулуба.

Технічні заходи спрямовані на безпосередню нейтралізацію шкідливих і небезпечних виробничих факторів за допомогою інженерних рішень та засобів колективного захисту:

1. **Запобігання падінню з висоти:**

- мурування стін вище першого ярусу здійснюється виключно з інвентарних шарнірно-панельних підмостей, які мають суцільний рівний настил [4];
- підмості та робочі майданчики на висоті понад 1,3 м обладнуються захисними огороженнями (висота поручнів не менше 1,1 м, наявність проміжного елемента та бортової дошки висотою не менше 0,15 м для запобігання падінню інструменту);
- усі відкриті технологічні отвори (ліфтові шахти, отвори у плитах) надійно закриваються суцільними щитами. При монтажі плит ПК працівники обов'язково використовують запобіжні пояси, закріплені за надійні конструкції будівлі.

2. **Безпечна експлуатація вантажопідіймальних машин:**

- переміщення матеріалів здійснюється автомобільною крановою установкою Liebherr із використанням справних сертифікованих

стропів та інвентарних піддонів, які виключають випадання газоблоків чи цегли під час підйому [5];

- механізм крана обладнано обмежувачами вантажопідйомності, висоти підйому гака та вильоту стріли.

3. Забезпечення електробезпеки:

- усі металеві неструмопровідні частини будівельного обладнання, риштувань та побутових вагончиків підлягають обов'язковому захисному заземленню (опір контуру не перевищує 4 Ом) [2];
- тимчасові електромережі прокладаються на безпечній висоті (не менше 2,5 м над робочими місцями і 6,0 м над проїздами). Електроінструмент підключається через пристрої захисного відключення (ПЗВ) зі струмом витоку не більше 30 мА.

4. Нормалізація мікроклімату, зниження пилу, шуму та вібрації:

- для зменшення утворення пилу під час різання газобетонних блоків застосовується спеціалізований інструмент із системами пиловловлювання або метод зволоження матеріалу. Працівники забезпечуються респіраторами класу захисту FFP2 [6];
- зниження локальної вібрації від роботи перфораторів і вібраторів досягається використанням антивібраційних рукавиць;
- двигуни будівельної техніки обладнуються штатними глушниками шуму; працівникам у зонах із рівнем шуму понад 80 дБА видаються протишумові навушники або вкладиші.

5. Забезпечення нормативного освітлення:

- для проведення робіт у темну пору доби майданчик обладнується прожекторами на інвентарних щоглах, що забезпечують освітленість не менше 50 лк загалом на території та не менше 150 лк безпосередньо на робочих місцях мулярів.

Архітектурно-планувальні рішення відображені на будівельному генеральному плані та спрямовані на просторову ізоляцію джерел небезпеки від працівників:

1. **Зонування майданчика:** територія будівництва чітко розділена на виробничу зону, зону складування та санітарно-побутову зону. Увесь майданчик огорожено суцільним інвентарним парканом висотою 2,0 м, що перешкоджає доступу сторонніх осіб.
2. **Розміщення побутових приміщень:** комплекс мобільних будівель (гардеробні, кімнати прийому їжі, душові) розташовано з навітряного боку (згідно з розою вітрів) за межами небезпечної зони дії крана Liebherr. Це гарантує повну безпеку працівників під час відпочинку.
3. **Організація складських майданчиків:** складування дрібноштучних матеріалів (газоблоки, силікатна цегла) передбачено на спланованих майданчиках із твердим покриттям. Піддони розміщуються не більше ніж у два яруси по висоті, з дотриманням проходів шириною не менше 1,0 м між штабелями.
4. **Транспортні та пішохідні шляхи:** маршрути руху автобетонозмішувачів та вантажного транспорту спроектовано за кільцевою або тупиковою схемою з майданчиками для розвороту [3]. Пішохідні шляхи працівників до робочих місць відокремлені від проїжджої частини та не перетинають зон потенційного падіння вантажів.
5. **Протипожежні розриви:** між тимчасовими будівлями, складами та відновлюваним об'єктом дотримано нормативні протипожежні розриви. Передбачено вільний під'їзд для пожежної техніки та обладнано щити з первинними засобами пожежогашіння.

Таким чином, комплексне впровадження організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів дозволяє повністю нейтралізувати неприпустимі ризики, нормалізувати санітарно-гігієнічні умови та гарантувати високий рівень безпеки праці під час відновлення об'єкта.

4.5. Висновки

Під час розроблення проєкту відбудови житлового 5-поверхового будинку в м. Харкові, питання охорони праці визначено як один із ключових пріоритетів управління будівництвом. Головною метою даного розділу було створення безпечного виробничого середовища, запобігання виробничому травматизму та професійним захворюванням в умовах виконання робіт на пошкодженому об'єкті. На основі чинного законодавства України [1] та державних будівельних норм сформовано правове підґрунтя для впровадження комплексу профілактичних і захисних заходів.

Проведений аналіз умов праці дозволив ідентифікувати специфічні небезпечні та шкідливі виробничі фактори [6]. Оцінювання ризиків за матричним методом підтвердило наявність неприпустимих та небажаних ризиків, пов'язаних із роботою на висоті (мурування стін, монтаж перекриттів), експлуатацією автомобільного крана Liebherr LTM 1050-3.1 у стиснених умовах [3, 5], використанням електроінструменту, а також впливом пилу та фізичних перевантажень при роботі з газобетонними блоками. Це довело необхідність системного інженерного підходу до управління безпекою.

Для досягнення поставленої мети та зниження виявлених ризиків до припустимого рівня було розроблено комплекс конкретних рішень:

- **організаційні заходи** забезпечили жорсткий контроль за допуском працівників до робіт на висоті та керування технікою, своєчасне проведення інструктажів, раціоналізацію режимів праці та застосування засобів індивідуального захисту.
- **технічні заходи** дозволили фізично убезпечити робочі місця шляхом застосування інвентарних підмостей із захисними огородженнями, надійного заземлення електрообладнання, перекриття технологічних отворів та встановлення пристроїв безпеки на вантажопідіймальні механізми.

- **архітектурно-планувальні заходи** на будівельному генеральному плані забезпечили безпечне зонування території: відокремлення санітарно-побутових приміщень від небезпечних зон роботи крана, організацію безпечних пішохідних і транспортних маршрутів, а також дотримання протипожежних розривів.

Таким чином, оцінка ефективності запропонованих заходів свідчить, що їх системне та неухильне впровадження на об'єкті дозволяє повністю нейтралізувати надмірні ризики, нормалізувати санітарно-гігієнічні умови та мінімізувати ймовірність нещасних випадків. Це гарантує збереження життя і здоров'я працівників, підвищує загальну культуру виробництва та є обов'язковою умовою для успішного і своєчасного завершення аварійно-відновлювальних робіт.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Закон України “Про охорону праці” (В редакції Закону N 229-IV від 21.11.2002, ВВР, 2003, N 2, ст.10)
2. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12).
3. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. 46 с.
4. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. Затверджено наказом Держгірпромнагляду від 27.03.2007 № 62.
5. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання.
6. ДСТУ-Н Б А.3.2-1:2007. Система стандартів безпеки праці. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва.
7. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінрегіонбуд України, 2016. 46 с. https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/01/A315_Organizatsiyabudivelnogo-virobnitstva.pdf
8. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2016–10–31]. К. : Мінрегіон України, 2016. 39 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=68456
9. Методичні рекомендації до виконання кваліфікаційної роботи бакалавра (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)/ Спіранде, К.В. та Бутенко, С.В. та Бутнік, С.В. та Александрович, В.А. та Кабусь, О.В. Харків: ХНУМГ, 2026. 34 с.
[O.M.Beketov NUUEKh Digital Repository](#)

10. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна №1 К. : Мінбуд України, 2006. 75 с.
http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=21670106
11. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення. [Чинний від 2019–01–19]. Зі Зміною №1. К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. 51 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=59627
12. ДБН В.2.6:220-2017. Покриття будівель і споруд. К. : Мінрегіонбуд України, 2017. 46 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=72201
13. ДБН А.1.1-1:2009. Система стандартизації та нормування у будівництві. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2013. 16 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=112664
14. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Із Зміною №1. К. : Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. 103 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=26738
15. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=112670
16. ДСТУ-Н Б В 2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів. [Чинний від 2014–01–01]. Київ, 2013. 98 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=54094
17. ДСТУ–Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажу будівельних конструкцій. [Чинний від 2016–04–01]. К. : Мінрегіон України, 2015. 62 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=63372

18. ДСТУ 9243.4:2023. Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної документації. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2024. 59 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=103963
19. ДСТУ 3008-2015. Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 31 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=64463
20. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні. https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=60541
21. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0244-18#Text>
22. Теліченко О.І., Нагорний М.В. Зведення і монтаж будівель та споруд : навч. пос. Суми : Видавництво СНАУ, 2020. 197 с.
23. Технологія монтажу будівельних конструкцій : навч. пос. / В. К. Черненко, О. Ф. Осипов, Г. М. Тонкачєєв та ін.; За ред. В. К. Черненка. Вид. 1-ше і 2-ге. видання К.: Горобець, 2011. 372 с.: іл.
24. Способи демонтажу будівель, пошкоджених внаслідок обстрілів/ Бутнік С.В. Говоруха І.В., Баранник В.С. "Ефективні технології в будівництві". с. 125-126. Київ 2025. <https://drive.google.com/file/d/1h5Zrq3IXNGrt06JuGw2-5oeijf26i8SX/view>
25. Аналіз способів механізації під час відновлення пошкоджених будівель /Бутнік С.В., Говоруха І.В. *Архітектура, Дизайн та Будівництво: Інноваційні технології*, КИЇВ, 2023, с.148-149. <https://drive.google.com/file/d/1MtRBPiOTuPp1zPEUphMqLQ-VLfIydXwU/view>
26. Врахування вартості експлуатації машин та механізмів при складанні кошторисів в складі висновків про матеріальні збитки в результаті збройної агресії РФ /Г.Б. Башкіров, С.В. Бутнік. *ВИМ-ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ: ДОСВІД ТА ІННОВАЦІЇ*. Харків: ХНУМГ, 2023, с. 9-10. https://knameedumy.sharepoint.com/personal/nnibci_kname_edu_ua/_layouts/

[15/onedrive.aspx?id=%2Fpersonal%2Fnnibci%5Fkname%5Fedu%5Fua%2FDocuments%2F%21%20%D0%A1%D0%90%D0%99%D0%A2%2FTezy%5FBIM%5F2023%2Epdf&parent=%2Fpersonal%2Fnnibci%5Fkname%5Fedu%5Fua%2FDocuments%2F%21%20%D0%A1%D0%90%D0%99%D0%A2&ga=1](https://kname.edu.ua/onedrive.aspx?id=%2Fpersonal%2Fnnibci%5Fkname%5Fedu%5Fua%2FDocuments%2F%21%20%D0%A1%D0%90%D0%99%D0%A2%2FTezy%5FBIM%5F2023%2Epdf&parent=%2Fpersonal%2Fnnibci%5Fkname%5Fedu%5Fua%2FDocuments%2F%21%20%D0%A1%D0%90%D0%99%D0%A2&ga=1)

27. Аналіз основних видів пошкоджень від обстрілів /С.В. Бутнік, І.В. Говоруха. *ВІМ-ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ: ДОСВІД ТА ІННОВАЦІЇ*. Харків: ХНУМГ, 2023, с. 28-29 https://kname.edu-my.sharepoint.com/personal/nnibci_kname_edu_ua/_layouts/15/onedrive.aspx?id=%2Fpersonal%2Fnnibci%5Fkname%5Fedu%5Fua%2FDocuments%2F%21%20%D0%A1%D0%90%D0%99%D0%A2%2FTezy%5FBIM%5F2023%2Epdf&parent=%2Fpersonal%2Fnnibci%5Fkname%5Fedu%5Fua%2FDocuments%2F%21%20%D0%A1%D0%90%D0%99%D0%A2&ga=1
28. Методичні рекомендації до проведення практичного заняття та організації самостійної роботи на тему «Розрахунок потокової організації робіт із цегляної кладки стін житлового будинку» з навчальної дисципліни «Технологія будівельного виробництва» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія). Бутнік, С.В. та Говоруха, І.В. та Алейнікова, А.І. Харків: ХНУМГ, 2025. 14 с. <https://eprints.kname.edu.ua/68632/>
29. Відновлення пошкоджених обстрілами житлових будинків [Електронний ресурс] / Гуленко С.Т.; Бутнік С.В. // XVIII Всеукраїнської науково-технічної конференції здобувачів вищої освіти «Сталий розвиток міст: поствоєнний період», с. 207 – 208. м. Харків, 2025 р. https://science.kname.edu.ua/images/dok/konferentsii/stalyirozvytok2019/2025/C.%203_Budivelna_ta_civilna_inzeneria_25.pdf (дата звернення: 27.05.26)